Etude du comportement mécanique des terrains anisotropes lors de travaux de génie civil

Thomas Le Cor

▶ **To cite this version:**

Thomas Le Cor. Etude du comportement mécanique des terrains anisotropes lors de travaux de génie civil. Génie civil. INSA de Rennes, 2014. Français. NNT : 2014ISAR0026 . tel-01133513

HAL Id: tel-01133513
https://theses.hal.science/tel-01133513

Submitted on 19 Mar 2015

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

Résumé

Les travaux de recherche présentés dans ce manuscrit ont été menés dans le cadre d'une convention CIFRE avec le Groupe Dacquin.

Le sous-sol rennais est composé, en majorité, de schistes datés du Briovérien. Ces terrains, qui peuvent être rencontrés sur une grande partie du massif armoricain, présentent des degrés d'altération et de fracturation extrêmement variables à l'échelle du bassin rennais. Cette variabilité est très difficile à prendre en compte dans le cadre de la réalisation de soutènement, tant au niveau de la conception qu'au niveau de l'exécution.

Dans un premier temps, des modélisations basés sur la méthode des éléments finis (logiciel PLAXIS 2D ©) ont été entreprises afin d'évaluer l'influence de la prise en compte d'une anisotropie du terrain sur le comportement de la paroi, en termes de moments et de déplacements. Le modèle utilisé permettait de prendre en compte une anisotropie élastique combinée à un critère orienté de plasticité de type Mohr-Coulomb. Les résultats obtenus avec ce modèle, pour différentes orientations du critère de plasticité, ont été comparés à ceux obtenus avec un modèle élastique isotrope et critère de plasticité de type Mohr-Coulomb. La même étude a été menée avec un second logiciel éléments finis (CESAR-LCPC) afin de comparer les résultats obtenus. Dans les deux cas une influence importante de l'orientation du critère de plasticité a été observée pouvant conduire à des résultats plus défavorables, selon l'orientation, que ceux obtenus avec le modèle isotrope. Ces résultats ont confirmé la nécessité de mieux caractériser l'anisotropie dans des matériaux tels que les schistes Briovériens.

La caractérisation du matériau a donc été menée dans un second temps sur des prélèvements répartis sur la ville de Rennes et ses alentours (lors de travaux d'excavations ou sur des talus). Elle a permis de balayer les caractéristiques des schistes de l'échelle microscopique jusqu'à l'échelle macroscopique. La caractérisation microscopique, basée sur des observations au microscope à balayage électronique, des essais de diffraction des rayons X et des observations de lames minces, a permis de mettre en évidence des variations dans la pétrographie des échantillons (schistosité, granulométrie, teneur en argiles) permettant de les différencier en deux types : grès et siltites. La caractérisation à l'échelle macroscopique a été divisée en trois axes : la caractérisation de la matrice rocheuse et de son anisotropie (essais de compression uniaxiale, mesures de vitesses de propagation d'ondes et essais au scléromètre), la caractérisation de discontinuités exprimées (cisaillement direct) et la caractérisation de la résistance à l'usure (essais de broyabilité et Micro-Deval modifiés). Les siltites se sont révélées être extrêmement sensibles à l'eau (forte diminution des caractéristiques mécaniques mesurées) tandis que les échantillons gréseux l'étaient dans une moindre mesure.

L'ensemble des essais réalisés a permis d'établir des ordres de grandeurs de variations des propriétés mécaniques des schistes du Briovérien.

Enfin la classification des schistes briovériens élaborés par des géotechniciens pour la seconde ligne de métro de Rennes a été complétée en vue de mieux définir les classes intermédiaires de résistance.

Abstract

Research work presented in this phD thesis was financed by a CIFRE grant given to Groupe Dacquin.

Ground from the city of Rennes is, for the majority of it, composed of schists from the Brioverian era. These schists which can be encountered in the entire Armorican massif, present a weathering and a fracturing degree highly variable. This variability is hardly considered for the construction of retaining structure whether during the design step or the execution step.

First, modellings using the finite elements method (PLAXIS 2D ©) have been carried out in order to evaluate the influence of ground anisotropy on the retaining wall behaviour (horizontal displacements and bending moments). The model used combined elastic anisotropy with an oriented plasticity criterion (type Mohr-Coulomb). Results obtained with this model, for different orientations of the plasticity criterion, were compared with the ones from the elastic isotropic model (with a Mohr-Coulomb plastic criterion). The same study was carried out with another finite elements software (CESAR-LCPC) in order to compare the results between the two sofwares. In both cases, an important influence of the orientation of the plasticity criterion was noted and lead to higher efforts in the wall, for certain orientations, compared to the isotropic model. These results confirmed the need of a better characterization of the anisotropy in materials such as Brioverian schists.

In a second time, the characterization of the material was carried out on samplings spread over the city of Rennes and its area (during excavation work or on natural banks). Characterization was conducted from the microscopic to the macroscopic scale. Microscopic characterization based on observations with a scanning electron microscope, XRD analyses and thin section observations showed variations in the petrography of the samples (schistosity, granulometry, clay content) that lead to the differentiation of two types: sandstone and siltstone. The characterization at the macroscopic scale was divided into three parts: characterization of the rock matrix and its anisotropy (uniaxial compression tests, ultrasonic wave velocities and Schmidt hammer test), characterization of opened discontinuities (direct shear test) and the characterization of wear resistance (grindability and Micro-Deval tests). Siltstone samples were extremely sensitive to the water content (important decrease of the mechanical characteristics measured) whereas sandstones were less sensitive.

The tests carried out lead to the definition of ranges for the mechanical properties of the Brioverian schists.

Classification of Brioverian schists established by geotechnical engineers for the second subway line of Rennes was completed in order to better define the transitional states of strength of the material.

N° d'ordre : 14ISAR 34 / D14 - 34

Institut National des Sciences Appliquées de Rennes

20, Avenue des Buttes de Coësmes • CS 70839 • F-35708 Rennes Cedex 7

Tel : 02 23 23 82 00 - Fax : 02 23 23 83 96

Thèse

2014

Thomas LE COR

THESE INSA Rennes

sous le sceau de l'Université européenne de Bretagne

pour obtenir le titre de

DOCTEUR DE L'INSA DE RENNES

Spécialité : Génie Civil

présentée par

Thomas Le Cor

ECOLE DOCTORALE : *SDLM*

LABORATOIRE : *LGCGM*

Etude du comportement mécanique des terrains anisotropes lors de travaux de génie civil

Thèse soutenue le 25.11. 2014

devant le jury composé de :

Pierre Breul
Professeur des Universités Université Blaise Pascal Clermont-Ferrand / Président

Joëlle Riss
Professeur émérite Université Bordeaux I / Rapporteur

Luc Thorel
Directeur de recherche IFSTTAR Nantes / Rapporteur

Marie-Pierre Dabard
Maître de Conférences Université Rennes I / Examinateur

Jérôme Simon
Chef de projet Groupe Dacquin Servon sur Vilaine / Encadrant entreprise

Damien Rangeard
Maître de Conférences INSA Rennes / Co-encadrant de thèse

Véronique Merrien-Soukatchoff
Professeur des Universités CNAM Paris/ Directrice de thèse

Etude du comportement mécanique des terrains anisotropes lors de travaux de Génie Civil

Thomas Le Cor

En partenariat avec

Document protégé par les droits d'auteur

TABLE DES MATIERES

TABLE DES FIGURES 8

LISTE DES TABLEAUX 18

REMERCIEMENTS 20

INTRODUCTION 22

CHAPITRE 1

1. Introduction 23
2. Le Briovérien 23
   - 2.1 Étymologie 23
   - 2.2 Localisation géographique du Briovérien 23
   - 2.3 L'histoire géologique du Briovérien 24
     - *2.3.1 Le Briovérien breton* 25
     - *2.3.2 Le Briovérien normand* 26
   - 2.4 La déformation et les faciès géologiques du Briovérien de Bretagne centrale 26
     - *2.4.1 Les faciès de la région de Rennes (Coupe de Janzé)* 27
     - *2.4.2 Les faciès de la région de Sérent (coupe de Sérent)* 27
     - *2.4.3 Les faciès de la région de Mayenne (coupe de Mayenne)* 28
   - 2.5 Conclusion 28
3. Les différentes techniques de soutènement 29
   - 3.1 Introduction 29
   - 3.2 Les murs de soutènement 29
   - 3.3 Les écrans de soutènement 30
     - *3.3.1 Paroi Berlinoise* 30
     - *3.3.2 Paroi en pieux distants ou sécants* 30
     - *3.3.3 Paroi moulée* 31
     - *3.3.4 Autres techniques* 32
     - *3.3.5 Conclusion* 32
4. Méthodes de dimensionnement des écrans de soutènement 32
   - 4.1 Introduction 32

4.2 Dimensionnement d'une paroi de soutènement à l'équilibre limite 33
4.2.1 Dimensionnement d'un rideau sans ancrage 34
4.2.2 Dimensionnement d'une paroi avec ancrage 36
4.2.3 Conclusion 37
4.3 Dimensionnement d'une paroi par la méthode du coefficient de réaction 38
4.3.1 Présentation de la méthode de calcul au coefficient de réaction 38
4.3.2 Détermination du coefficient de réaction horizontal 39
4.4 Dimensionnement de soutènements par la méthode des éléments finis 43
4.4.1 Points clés de la modélisation éléments finis 43
4.4.2 Modèle de terrain élastoplastique parfait avec critère de plasticité Mohr-Coulomb ... 46
4.4.3 Conclusion sur la modélisation par éléments finis 47
5. Conclusion 47

CHAPITRE 2

1. Introduction 48
2. Conséquences visibles de l'anisotropie et de l'hétérogénéité des terrains du Briovérien sur les écrans de soutènement 49
2.1 Difficultés lors de la réalisation du soutènement 49
2.2 Difficultés lors des terrassements 51
2.3 Conclusion 52
3. Modélisations éléments finis d'un terrain anisotrope soutenu 53
3.1 Introduction 53
3.2 Étude d'un soutènement autostable dans un terrain monocouche avec le logiciel PLAXIS 2D © 53
3.2.1 Calage des paramètres mécaniques pour le modèle de terrain isotrope et la paroi 54
3.2.2 Géométrie et conditions aux limites 56
3.2.3 Définition de l'interface écran/terrain 58
3.2.4 Modèle isotrope transverse à critère de plasticité orienté 59
3.2.5 Choix des paramètres du Jointed rock model 60
3.2.6 Etude paramétrique sur l'influence de l'inclinaison du plan de plasticité 61
3.2.7 Conclusion sur l'étude comparative des deux modèles 65
3.3 Étude d'un soutènement autostable dans un terrain monocouche avec le logiciel CESAR-LCPC © 66
3.3.1 Modèles de terrain et de paroi 66
3.3.2 Modélisation CESAR avec critère orienté 68
3.3.3 Conclusions sur l'étude CESAR 70

3.4 Comparaison des résultats de modélisation avec critère de plasticité orienté entre CESAR et PLAXIS 70
4. Conclusions 73

CHAPITRE 3
1. Introduction 75
2. Notions d'altération des roches 75
2.1. Facteurs intrinsèques 75
2.2. Facteurs extrinsèques 76
3. Lieux et méthodes de prélèvements des échantillons 77
4. Etude pétrographique 81
4.1. Méthode d'observation et de classification 81
4.2. Résultats des observations 82
5. Etude au microscope à balayage électronique 86
5.1. Principe et application pour l'étude des roches 86
5.2. Etude des prélèvements 87
5.2.1. Présentation 87
5.2.2. Observations au MEB 87
5.2.3. Analyse dispersive en énergie (EDS) 89
6. Caractérisation par diffraction des rayons X 91
6.1. Principe et méthodologie 91
6.2. Résultats 92
7. Conclusions 96

CHAPITRE 4
1. Introduction 97
2. Essais de compression uniaxiale 97
2.1 Notions importantes 97
2.1.1 Comportement mécanique durant l'essai de compression 97
2.1.2 Modes de rupture et évolution de la résistance à la compression uniaxiale 99
2.2 Méthode et matériel utilisés 102
2.2.1 Préparation des éprouvettes 102
2.2.2 Méthodologie d'essai et matériel 105
2.3 Résultats 108
2.4 Analyse et interprétation 112
2.5 Conclusion sur les essais de compression uniaxiale 119

3. Essais de propagation d'ondes ultrasonores 122
3.1 Etude bibliographique 122
3.1.1 Caractérisation à l'aide des vitesses de propagation d'ondes 122
3.1.2 Détermination des paramètres élastiques dynamiques pour un matériau isotrope transverse 124
3.1.3 Méthodes expérimentales 126
3.1.4 Conclusions 128
3.2 Essais sur les schistes briovériens 129
3.2.1 Echantillons et programme expérimental 129
3.2.2 Exploitation des vitesses d'ondes 134
3.3 Conclusions 145
4. Essais au Marteau de Schmidt 146
4.1 Notions importantes 146
4.1.1 Principe de l'essai et appareil 146
4.1.2 Exploitation de l'essai 147
4.2 Méthodes et matériel 148
4.2.1 Échantillons et préparation 148
4.2.2 Programme expérimental 149
4.2.3 Résultats 150
4.3 Conclusions 156
5. Conclusions 156

CHAPITRE 5
1. Introduction 158
2. Notions sur l'essai de cisaillement direct 158
2.1 Phase Pré-pic 159
2.2 Pic de cisaillement 160
2.3 Phase Post-pic 162
2.4 Les différents chemins de chargement possibles 163
2.5 Principaux critères de résistance au cisaillement au pic 164
2.6 Conclusions 166
3. Méthode et matériels utilisés 167
3.1 Dispositif expérimental 167
3.1.1 Machine de cisaillement 167
3.1.2 Boite de cisaillement et préparation des éprouvettes 168
3.2 Programme expérimental 170

4. Résultats 171
4.1 Influence de la vitesse de cisaillement sur les résultats 171
4.1.1 Site J, faciès 4 171
4.1.2 Site E et L 173
4.1.3 Conclusions et choix 175
4.2 Influence de la rugosité sur les courbes de cisaillement 175
4.2.1 Discontinuités à faible rugosité 175
4.2.2 Discontinuités à forte rugosité 180
4.2.3 Conclusions 183
4.3 Influence de la présence d'eau sur les courbes de cisaillement 184
4.3.1 Discontinuités à faibles rugosité 184
4.3.2 Discontinuités à forte rugosité 186
4.3.3 Conclusions 189
4.4 Exploitation des résultats d'essais 190
4.4.1 Procédure d'exploitation 190
4.4.2 Résultats détaillés pour les site E et L 190
4.4.3 Site A 194
4.4.4 Site B 195
4.4.5 Site C, faciès 2 197
4.4.6 Site C, faciès 3 199
4.4.7 Site D 200
4.4.8 Site E 202
4.4.9 Site G 203
4.4.10 Site I 204
4.4.11 Site J, faciès 4 206
4.4.12 Site K 207
4.4.13 Site L 208
4.5 Synthèse des résultats 210
5. Conclusions 212

CHAPITRE 6
1. Introduction 214
2. Rappels sur les classifications des massifs rocheux 214
2.1 Rock Mass Rating (RMR) 214
2.2 L'indice Q 215
2.3 Le Geological Strength Index (G.S.I.) 216

2.4 Classification utilisée sur la ligne b du métro de Rennes 217
2.5 Conclusions sur les classifications existantes 219
3. Caractérisation physique à l'échelle macroscopique 219
3.1 Essai d'abrasivité et de broyabilité fractionnée 220
3.1.1 Principe 220
3.1.2 Adaptation de l'essai 221
3.1.3 Résultats et interprétation 222
3.2 Essai de caractérisation de la résistance à l'usure basé sur le Micro Deval 225
3.2.1 Principe 225
3.2.2 Adaptation de l'essai aux matériaux fragiles 226
3.2.3 Résultats et interprétation 227
3.3 Conclusion 231
4. Relations avec les propriétés physique et mécanique 232
4.1 Relations avec les propriétés physiques 232
4.1.1 Micro-Deval modifié 232
4.1.2 Abrasivité et broyabilité fractionnée 234
4.1.3 Degré d'altération géologique 235
4.2 Relations avec les propriétés mécaniques 236
4.2.1 Avec les essais de compression uniaxiale 236
4.2.2 Avec les essais de cisaillement direct 237
5. Proposition de complément de classification 238
6. Conclusions 240

CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES 241

BIBLIOGRAPHIE. 245

ANNEXES 258
ANNEXE 1 : Observations des lames minces 258
ANNEXE 2 : Diagramme de diffraction des rayons X des échantillons bruts 268
ANNEXE 3 : Dimensions et teneur en en eau des éprouvettes d'essais de compression uniaxiale 275
ANNEXE 4 : Présentation du programme sous Labview 281
ANNEXE 5 : Définition des éprouvettes pour les essais de cisaillement 282
ANNEXE 6 : Résultats détaillés par éprouvettes des essais de cisaillement 286
5.1.1 Site A 286
5.1.2 Site B 287

5.1.3 Site C, faciès 2 288
5.1.4 Site C, faciès 3 290
5.1.5 Site D 291
5.1.6 Site E 292
5.1.7 Site G 294
5.1.8 Site I 295
5.1.9 Site J, faciès 4 296
5.1.10 Site K 297
5.1.11 Site L 299
ANNEXE 7 : Différentes classification des massifs rocheux 302
ANNEXE 8 : Résultats des essais dérivés du Micro Deval 307
5.1.1 Site A 307
5.1.2 Site C, faciès 2 307
5.1.3 Site C, faciès 3 308
5.1.4 Site D 308
5.1.5 Site E 309
5.1.6 Site F 309
5.1.7 Site G 310
5.1.8 Site H 310
5.1.9 Site I 311
5.1.10 Site J, faciès 4 311
5.1.11 Site K, faciès 1 312
5.1.12 Site L, faciès 1 312
5.1.13 Site L, faciès 2 313
ANNEXE 9 : Résultats détaillés de l'analyse ACP des essais de broyabilité 314

TABLE DES FIGURES

CHAPITRE 1

Figure 2.1 Schéma structural du Massif Armoricain (modifié d'après Chantraine et al., 1996).....24
Figure 2.2 Affleurements et zones de failles de la chaîne hercynienne, Briovérien localisé par un encadré bleu (modifié, d'après Franck, 1992).....25
Figure 2.3 Repérage du faciès schiste vert dans l'espace pression-température (d'après Nicollet, 2010).....26
Figure 2.4 Carte de situation des coupes (d'après Chantaine et al., 1983).....27
Figure 3.1 Principe de fonctionnement d'un mur poids en maçonnerie.....29
Figure 3.2 Photographie d'une paroi berlinoise avec un parement en béton projeté réalisé dans les schistes briovériens (source : Groupe Dacquin).....30
Figure 3.3 Paroi de pieux distants tirantée en tête (source : Groupe Dacquin).....31
Figure 3.4 Paroi moulée butonnée en tête (source : Dacquin).....32
Figure 4.1 Schéma de principe d'une paroi de soutènement avec tirant d'ancrage 33
Figure 4.2 Diagramme des efforts s'exerçant sur la paroi (en vert la pression de butée et en rouge la pression de poussée). H : hauteur soutenue, f : fiche, f_0 : fiche minimale sous le point de pression différentielle nulle nécessaire à l'équilibre des moments en pied de l'écran, e : point de pression nulle, fr : fiche réduite, C : contre butée (modifiée d'après Costet et Sanglerat, 1983).....35
Figure 4.3 Soutènement avec ancrage simplement buté en pied. H : hauteur soutenue, f : fiche, A : force d'ancrage (modifiée d'après Costet et Sanglerat, 1983).....36
Figure 4.4 Soutènement avec ancrage encastré en pied (d'après Blum, 1931). H : hauteur soutenue, f : fiche, e : point de pression nulle, f_0 : fiche minimale sous le point de pression différentielle nulle nécessaire à l'équilibre des moments en pied de l'écran, fr : fiche réduite, C : contre butée, A : force d'ancrage.....37
Figure 4.5 Schéma du déplacement de la paroi (Corté, 1979).....39
Figure 4.6 Valeur du paramètre a en fonction de la géométrie du problème (Philipponat, 1979).....41
Figure 4.7 Abaques de Chadeisson (tiré du manuel d'utilisation de K-Rea).....42
Figure 4.8 Eléments de type Lagrange (déplacements) et de type Hermite (déplacements et rotations), d'après Monet, 2013.....44

CHAPITRE 2

Figure 1.1 Différents degrés d'altération au sein d'une même fouille : (a) schistes rocheux peu altérés, (b) schistes moyennement altérés, (c) schistes fortement altérés.....48
Figure 2.1 Déviation d'un pieu dans le plan d'une paroi de pieux distants (source : Groupe Dacquin). Chantier Siège Archipel Habitat, 2011 (sud de Rennes).....50
Figure 2.2 Déviation perpendiculairement à la paroi et orienté vers l'extérieur de la fouille (source : Groupe Dacquin). Chantier Siège Archipel Habitat, 2011 (sud de Rennes).....50
Figure 2.3 Eboulement de terrain entre les profilés d'une paroi berlinoise (source : Groupe Dacquin), Chantier Le Florilège, 2012 (Rennes).....52

Figure 3.1 Géométrie du problème considéré.....53
Figure 3.2 (a) Géométrie du modèle et conditions aux limites. (b) Maillage du modèle.....56
Figure 3.3 Influence de la largeur de terrain modélisé sur la déformée (à gauche) et sur les moments dans la paroi (à droite).....57
Figure 3.4 Influence de la hauteur de terrain modélisé sur la déformée (à gauche) et sur les moments dans la paroi (à droite).....57
Figure 3.5 Principe d'épanouissement des contraintes dans le terrain : (a) sous un chargement, (b) sous un déchargement.....57
Figure 3.6 Influence de la définition de la résistance d'interface sur les sollicitations de la paroi (déplacements horizontaux et moments) pour des paramètres mécaniques de terrain et une géométrie identiques.....58
Figure 3.7 Définition des paramètres élastiques (dans les directions parallèles et perpendiculaires à la direction de plasticité) et de plasticité.....59
Figure 3.8 (a) Critère de plasticité d'un plan (Brinkgreve et al., 2011). (b) Convention de signe sur les angles d'inclinaison.....60
Figure 3.9 Géométrie du modèle et maillage considérés pour l'étude paramétrique sur l'inclinaison du critère orienté.....61
Figure 3.10 Influence de l'inclinaison du plan de plasticité (a) Déformée horizontale de la paroi. (b) Moment de flexion dans la paroi.....62
Figure 3.11 Valeurs maximales et minimales des déplacements horizontaux et des moments dans la paroi en fonction de l'inclinaison a des plans de plasticité.....63
Figure 3.12 Plastification du terrain pour les modèles MCI et JRM (orientation du critère de 30, 70 et -50°).....64
Figure 3.13 Différences de résultat, en termes de déplacement horizontal et de moment dans la paroi, induites par la définition de l'interface.....66
Figure 3.14 Évolution des déplacements horizontaux et moments le long de la paroi modélisée avec un élément poutre ou un élément maillé.....67
Figure 3.15 Comparaison des résultats PLAXIS et CESAR pour un terrain élastique isotrope à critère de plasticité de Mohr-Coulomb.....68
Figure 3.16 Principe de l'interface combinant une couche de sol aux paramètres de plasticité réduits et une interface 1D.....68
Figure 3.17 Evolution des déplacements horizontaux et des moments le long de la paroi en fonction de l'inclinaison du critère orienté.....69
Figure 3.18 Evolution des déplacements horizontaux et moments maximum en fonction de l'inclinaison du critère de plasticité.....70
Figure 3.19 Comparaison des sollicitations maximales (déplacement horizontal et moment) obtenues avec les critères orientés des logiciels PLAXIS et CESAR. Les traits en pointillés représentent les résultats obtenus avec le modèle isotrope sans critère orienté (bleu pour PLAXIS et rouge pour CESAR).....71
Figure 3.20 Localisation des zones plastifiées pour les différents modèles PLAXIS. (a) Modèle avec critère de plasticité non orienté. (b) Critère de plasticité orienté à -40°. (c) Critère de plasticité orienté à +20°. (d) Critère de plasticité orienté à ±90°. (e) Critère de plasticité orienté à +60°.....72
Figure 3.21 Localisation des zones plastifiées pour les différents modèles CESAR. (a) Modèle avec critère de plasticité non orienté, critère de plasticité orienté à +30°.....72

CHAPITRE 3

Figure 2.1 Illustration du phénomène de gonflement des argiles dans le cas de la smectite.....77
Figure 3.1 Excavation à la pelle mécanique sur un chantier de soutènement (source : Dacquin)……..77
Figure. 3.2 Variation latérale de l'altération, perpendiculairement à la schistosité : cas de couches redressées…….....78
Figure 3.3 Repérage des points de prélèvements sur la carte géologique de Rennes (Trautmann et Paris, 2000), d'après le site (www.infoterre.brgm.fr).....80
Figure 4.1 Classification des grès d'après Dott (1964)…….....82
Figure 4.2 Site C. (a) Lame perpendiculaire à la schistosité, en zone courante, en lumière polarisée analysée. (b) Lame perpendiculaire à la schistosité, en zone courante, en lumière polarisée non analysée. (1) : Quartz, (2) : Leucoxène, (3) : Muscovite, (4) Minéraux opaques, S1 : Direction de la schistosité.....83
Figure 4.3 Site K. (a & b) Lames en lumière polarisée et analysée (1) : Quartz, (2) : Plagioclases, (3) : Tourmaline, (4) Minéraux opaques, (5) : Orthose, (6) : Muscovite….....83
Figure 5.1 Principe de base d'un MEB. Source : Université Rennes I.....86
Figure 5.2 Echantillons avant métallisation. De gauche à droite : B rouille, B, F, C1, D et D rouille…….....87
Figure 5.3 Organisation structurale. (a) : B, (b,d) : F, (c) : C1 (grossissement :x10 000 pour (a) et x 2000 pour (b,c,d))……..88
Figure 5.4 Différentes formes d'altération. (a,b) : B, (c) : F, (d) : D (grossissement x 2 000 pour (a) ; x10 000 pour (b) et (d) ; x20 000 pour (c))…….....89
Figure 5.5 Analyses EDS par zone. (a) : F, (b) : C1……..90
Figure 5.6 Analyses EDS ponctuelles (a) : D et (b) : B…….....90
Figure 6.1 Illustration de la loi de Bragg…….91
Figure 6.2 Diffractogramme de l'échantillon B non traité……..93
Figure 6.3 Diffractogramme de l'échantillon B après traitement à 550°C…….93
Figure 6.4 Diffractogramme de l'échantillon B après traitement au glycol……...93
Figure 6.5 Superposition des diagrammes de diffractions des échantillons testés mettant en évidence une homogénéité dans la composition minéralogique (l'échantillon A se situe en bas de la figure et l'échantillon L2 en haut)……..94
Figure 6.6 Comparaison des intensités relatives des pics de diffraction des argiles……..95

CHAPITRE 4

Figure 2.1 Courbe de contrainte-déformation d'une roche soumise à un essai de compression (Jaeger et Cook, 1979)……..97
Figure 2.2 Modes de rupture possible d'un matériau anisotrope (d'après Singh et al., 2002)…….....100
Figure 2.3 Evolution de la résistance à la compression uniaxiale en fonction de l'inclinaison des plans d'anisotropie par rapport à l'axe de chargement, à gauche une anisotropie intrinsèque au matériau (schistosité), à droite un plan d'anisotropie lié à un plan de fracture induit artificiellement (d'après Ramamurthy, 1993)……..101
Figure 2.4 Evolution du module d'Young en conditions non confinées pour différents schistes (d'après Nasseri, 2003)…….....102

Figure 2.5 Schéma illustrant la superposition de la fracturation à l'altération (vue de face d'un front de taille…….....…….…..……..103
Figure 2.6 Illustration des difficultés de taille…….....…….104
Figure 2.7 Photo du dispositif de taille et guidages…….....……..…104
Figure 2.8 Eprouvettes avec chapeaux en plâtre (gauche) et dispositif de coulage (droite).....105
Figure 2.9 Eprouvettes du site B après 7 jours d'immersion….....….....106
Figure 2.10 Photos des éprouvettes testées en compression uniaxiale…….....107
Figure 2.11 (a) Courbes contrainte normale - déformation axiale pour quelques éprouvettes « sèches ». (b) Illustration des différentes phases de l'essai.....…….…..108
Figure 2.12 Courbes contrainte normale - déformation axiale pour des éprouvettes humides…..109
Figure 2.13 Formation d'un « kink » dans un matériau stratifié soumis à un effort de compression dans l'axe de la stratification…….……..110
Figure 2.14 Exemples d'éprouvettes après essai : A gauche (site I) : rupture avec une seule fissure. Au centre (site B) et à droite (site L1) : fissuration généralisée……..……110
Figure 2.15 Rupture avec apparition d'une bande de cisaillement appelée Kink (site C2)…....…111
Figure 2.16 Teneur en eau pour les conditions « sèche » et « humide » pour les différents sites, et pour les faciès identifiés…….....…..……112
Figure 2.17 Ecart de teneur en eau mesurée entre état sec et humide en fonction de la masse volumique sèche moyenne…….....…….….113
Figure 2.18 Figure 2.18. (a) Evolution de la teneur en eau avec la masse volumique (ensemble des éprouvettes testées). (b) Représentation des intervalles de confiance (IC) à 95% et de prédiction à 95% (IP). (c) Moyennes par site…….....…113
Figure 2.19 Evolution des résistances à la compression minimale et maximale mesurées pour les éprouvettes sèches et les éprouvettes humides……...….....……114
Figure 2.20 Evolution de la résistance à la compression uniaxiale en fonction de la teneur en eau (a) : éprouvettes « humides et sèches », (b): Eprouvettes « humides » seules……....115
Figure 2.21 Evolution du module d'Young en fonction de la teneur en eau (a): éprouvettes « humides et sèches », (b):Eprouvettes « humides » seules…….....….115
Figure 2.22 Variation de Rc avec la variation de teneur en eau (Δw idem figure 2.17)……..…..116
Figure 2.23 Evolution de la résistance à la compression uniaxiale en fonction de la masse volumique (a) : Eprouvettes « humides », (b) : Eprouvettes « sèches »….....…116
Figure 2.24 Evolution du module d'Young en fonction de la masse volumique (a): Eprouvettes « humides »,(b) : Eprouvettes « sèches »…….....…..117
Figure 2.25 Figure 2.25 Evolution du module d'Young en fonction de la résistance à la compression uniaxiale (a) :Eprouvettes « humides et sèches», (b): Eprouvettes « humides » seules, (c) : Eprouvettes « humides et sèches» avec intervalle de confiance et intervalle de prédiction à 95 %, (d) : Eprouvettes « humides » seules avec intervalle de confiance et intervalle de prédiction à 95 %.....118
Figure 2.26 (a) Relation entre Rc sec et Rc humide à gauche, (b) Relation entre masse volumique sèche et humide à droite (moyenne par site)…….....…..…..119
Figure 2.27 Repérage des différents sites de prélèvements et des résistances à la compression uniaxiale mesurées en conditions sèches et humides qui leur sont associées.....…121
Figure 3.1 Définition de l'angle de phase θ (qui correspond à l'angle entre l'axe x3 et le vecteur normal au front d'onde) et de l'angle de rayon φ (qui correspond à l'angle entre l'axe de symétrie x3 et un point du front d'onde) (d'après Song et al., 2004)….....124
Figure 3.2 Exemples de transducteurs d'ondes ultrasonores de différentes tailles (source : www.epandt.com).....127

Figure 3.3 Différentes méthodes de mesure de vitesse des ondes P : directe, semi-direct et indirecte (d'après Kahraman, 2002). ……..128
Figure 3.4 Schéma de principe du montage utilisé pour la mesure de vitesse de propagation d'ondes. ……..…..131
Figure 3.5 Définition du temps de vol des ondes de compression et des ondes de cisaillement par rapport au signal émis (trigger) dans le cadre de la méthode pic à pic. 132
Figure 3.6 Définition du temps de vol des ondes de compression par rapport au signal émis dans le cas de la méthode du dernier passage de 0. …….....…..133
Figure 3.7 Comparaison des vitesses d'ondes P obtenues avec les transducteurs basse fréquence et celles obtenues avec les transducteurs haute fréquence dans les directions parallèle et perpendiculaire à la schistosité. …….....…..134
Figure 3.8 Vitesses de propagation maximale et minimale des ondes P en fonction de la masse volumique représentées selon la direction de propagation. …….....….136
Figure 3.9 Evolution des rapports d'anisotropie maximal et minimal avec la masse volumique. …….....…….....137
Figure 3.10 Evolution de caractéristiques mécaniques médianes (Rc et Estatique) par site en fonction de la vitesse de propagation des ondes P. …….....……..137
Figure 3.11 Anisotropie de vitesses pour chaque éprouvette testée. (a) Anisotropie des vitesses d'ondes P. (b) Anisotropie des vitesses d'ondes S. …….....……..141
Figure 3.12. Evolution des vitesses d'ondes P (a), S (b) mesurées et de l'anisotropie des vitesses (c) en fonction de la masse volumique des échantillons. …….....142
Figure 3.13 Relation entre Rc et les vitesses d'ondes S et P (déterminées avec les transducteurs haute fréquence) moyennées par site. …….....…..143
Figure 3.14 (a) Evolution des modules d'Young dynamiques anisotropes en fonction de la masse volumique des échantillons. (b) Evolution du rapport d'anisotropie E1/E3 dynamique en fonction de la masse volumique. …….....…….....144
Figure 3.15 (a) Relation entre E statique et E dynamique isotrope (direction parallèle à la schistosité). (b) Comparaison des modules d'Young dynamiques anisotropes et statiques dans la direction parallèle à la schistosité (échelle logarithmique). 145
Figure 4.1 Principe de l'essai au marteau de Schmidt (modifié d'après McCaroll, 1994)….....146
Figure 4.2 Courbe de normalisation des valeurs de rebond pour un marteau de Schmidt de type N orienté à 90° par rapport à l'horizontal et dirigé vers le bas (d'après Basu et Aydin, 2004). …….....149
Figure 4.3 Evolution du nombre de rebond équivalent mesuré perpendiculairement à la schistosité sur des éprouvettes et sur des échantillons naturels. …….....…..150
Figure 4.4 Figure 4.4(a) Exploitation directe des essais. Relation entre R_c convertie à partir de différentes relations existantes et R_c moyen par site obtenu avec les essais de compression uniaxiale. (b) Rc établie à partir de la table du scléromètre avec les intervalles de confiance et de prédiction à 95%. (c) Rc établie à partir de la relation de Katz et al. (2000) avec les intervalles de confiance et de prédiction à 95%…….....152
Figure 4.5 Evolution de Rc $\perp$ en fonction de Rc // calculés avec la relation de Katz et al. (2000). …….....…..153
Figure 4.6 (a) Rc calculé avec la relation de Katz en fonction de la masse volumique des échantillons. (b) Rc calculé avec la relation de Katz en fonction de la teneur en eau des échantillons testés. …….....…..153
Figure 4.7 (a) Evolution de la résistance à la compression uniaxiale (issue des essais de compression donc parallèle à la schistosité) en fonction du nombre de rebond

équivalent. (b) Evolution du module d'Young parallèle à la schistosité (issu des essais de compression) en fonction du nombre de rebond équivalent. …….....…...154
Figure 4.8 Evolution de la vitesse de propagation des ondes P (a) : transducteurs haute fréquence et (c) : transducteurs basse fréquence, des ondes S (b) : transducteurs haute fréquence, avec le nombre de rebond équivalent à l'horizontal dans les directions parallèle et perpendiculaire à la schistosité. ……..155

CHAPITRE 5

Figure 2.1 Schéma du dispositif pour un essai de cisaillement direct sur discontinuité et exemples de courbes expérimentales. (a) Contrainte de cisaillement en fonction du déplacement tangentiel. (b) déplacement normal en fonction du déplacement tangentiel, d'après (CFMR, 2000.) …….....159

Figure 2.2 Repérage des faces positives le long d'une discontinuité cisaillée. …….....159

Figure 2.3 Influence de la rugosité et de l'imbrication des épontes sur le comportement au cisaillement d'après Panet, 1976, cité par Hoang, 2010. …….....…..161
Figure 2.4 Influence de la taille de l'éprouvette sur la résistance au cisaillement mesurée d'après Barton et Bandis, 1980. …….....161
Figure 2.5 Courbes de contraintes tangentielles et normales en fonction du déplacement tangentiel pour des joints sains et endommagés d'après Nouailletas et al. (2013). Les limites des zones colorées correspondent aux échantillons extrêmes et les traits continu à la moyenne. Le trait en pointillé correspond à l'évolution de la contrainte normale au cours de l'essai. …….....162
Figure 2.6 Schémas de correspondance entre les conditions de cisaillement in situ et au laboratoire. A gauche, cisaillement à force normale constante, FNC. A droite, cisaillement à rigidité normale constante KNC d'après Leichnitz (1985) cité par CFMR (2000). …….....163
Figure 2.7 Courbes contrainte tangentielle-contrainte normale pour le modèle bilinéaire (Patton, 1966). …….....165
Figure 2.8 Profils de rugosité standard pour des surfaces de discontinuité d'après Barton et Choubey (1977). …….....……..166
Figure 3.1 Dispositif de cisaillement avec éprouvette et chargement vertical en place. …….....….....167
Figure 3.2 Les différentes étapes de préparation des éprouvettes. (a) Coulage de l'éponte inférieure. (b) Mise en place du coffrage en polystyrène et du ruban adhésif. (c) Eponte supérieure coulée, coffrage et adhésif enlevés. (d) Mise en place de l'éprouvette dans la boite de cisaillement et maintenue par un système de vis. ……169
Figure 4.1 Evolution de la contrainte tangentielle en fonction du déplacement tangentiel pour trois vitesses de cisaillement différentes – site J4 – condition sèche – JRC= 4-5 – σ_{ni}=65 kPa. …….....…..171
Figure 4.2 Evolution de la contrainte tangentielle en fonction du déplacement tangentiel pour trois vitesses de cisaillement différentes – site J – condition sèche – JRC= 5-6 – σ_{ni}=120 kPa. …….....172
Figure 4.3 Evolution de la contrainte tangentielle en fonction du déplacement tangentiel pour trois vitesses de cisaillement différentes – site J – condition sèche – JRC= 3-4 – σ_{ni}=280 kPa. …….....172

Figure 4.4 Influence de la vitesse de cisaillement sur la contrainte atteinte au palier. ….……...173
Figure 4.5 Influence de la vitesse sur les courbes de cisaillement – site E – condition sèche – JRC= 8-10, σ_{ni}=120 kPa…….....174
Figure 4.6 Influence de la vitesse sur les courbes de cisaillement – site L – condition sèche – JRC= 2-3, σ_{ni}=120 kPa. …….....……..174
Figure 4.7 (a)Site A - Eprouvette 1 – condition sèche – JRC= 2, σ_{ni}=55 kPa ; (b) Site A - Eprouvette 4 – condition sèche – JRC= 3, σ_{ni}=185 kPa. ……..…..176
Figure 4.8 (a)Site C3- Echantillon 1 – condition sèche – JRC= 3, σ_{ni}=60 kPa ;(b) Site C3- Echantillon 3 – condition sèche – JRC= 3, σ_{ni}=180 kPa. …….....176
Figure 4.9 (a) Schéma présentant une discontinuité lisse avec une cassure au niveau du plan de cisaillement.(b) Exemple représentatif (éprouvette D2).. …….....177
Figure 4.10 Schéma illustrant la compensation de la dégradation de la surface de cisaillement par l'augmentation de la contrainte normale appliquée à l'éprouvette. …….....178
Figure 4.11 (a) Courbes de déplacement normal en fonction du déplacement tangentiel pour une même éprouvette (A1), lisse, en conditions sèches avec augmentation de la contrainte normale à chaque nouvel essai. (b) Evolution de l'angle de dilatance avec la contrainte normale appliquée. …….....…...179
Figure 4.12 Courbes de déplacement normal en fonction du déplacement tangentiel pour une même éprouvette (C3 3), lisse, en conditions sèches avec augmentation de la contrainte normale à chaque essai. …….....…...……..179
Figure 4.13 (a) Site E - Eprouvette 1 – condition sèche – JRC= 9, σ_{ni}=30 kPa ; (b) Site E - Eprouvette 3 – condition sèche – JRC= 10, σ_{ni}=150 kPa. ……...……..180
Figure 4.14 (a) Site K- Eprouvette 1 – condition sèche – JRC= 12, σ_{ni}=60 kPa ; (b) Site K- Eprouvette 3 – condition sèche – JRC= 14, σ_{ni}=200 kPa. …….....181
Figure 4.15 Photographies des éprouvettes après cisaillement (a) Eprouvette E1 : zones endommagées en clair.(b) Eprouvette E3 : idem E1. (c) Eprouvette K3 : zones endommagées peu visibles mais présentes sur l'ensemble de la surface des épontes. …….....182
Figure 4.16 (a) Courbes de déplacement normal en fonction du déplacement tangentiel pour une même éprouvette (E1), rugueuse, en conditions sèches avec augmentation de la contrainte normale à chaque nouvel essai. (b) Evolution de l'angle de dilatance avec la contrainte normale appliquée. …….....183
Figure 4.17 (a) Courbes de déplacement normal en fonction du déplacement tangentiel pour un même éprouvette (K3), rugueux, en conditions sèches avec augmentation de la contrainte normale à chaque nouvel essai. (b) Evolution de l'angle de dilatance avec la contrainte normale appliquée. …….....…..183
Figure 4.18 (a) Site A - Echantillon 5 – conditions humides– JRC= 5, σ_{ni}=65 kPa ; (b) Site A - Echantillon 8 – conditions humides– JRC= 5, σ_{ni}=140 kPa. …….....……..185
Figure 4.19 (a) Site C3- Echantillon 4 – conditions humides – JRC= 2, σ_{ni}=80 kPa ; (b) Site C3- Echantillon 6 – conditions humides – JRC= 4, σ_{ni}=175 kPa. …….....185
Figure 4.20 Courbes de déplacement normal en fonction du déplacement tangentiel pour une même éprouvette. (a) Eprouvette A5.(b) Eprouvette C3-6, peu rugueuse, en conditions humides avec augmentation de la contrainte normale à chaque essai. …….....186
Figure 4.21 (a) Site E - Echantillon 4 – conditions humides – JRC= 8, σ_{ni}=55 kPa ; (b) Site E - Echantillon 10 – conditions humides – JRC= 9, σ_{ni}=175 kPa. …….....187
Figure 4.22 (a) Site K - Echantillon 7 – conditions humides – JRC= 7, σ_{ni}=100 kPa ; (b) Site K - Echantillon 8 – conditions humides – JRC= 13, σ_{ni}=170 kPa. …….....…..187

Figure 4.23 (a) Courbes de déplacement normal en fonction du déplacement tangentiel pour un même éprouvette (E4), rugueux, en conditions humides avec augmentation de la contrainte normale à chaque nouvel essai. (b) Evolution de l'angle de dilatance avec la contrainte normale appliquée. …….....189
Figure 4.24 (a) Courbes de déplacement normal en fonction du déplacement tangentiel pour un même éprouvette (K8), rugueux, en conditions humides avec augmentation de la contrainte normale à chaque nouvel essai. (b) Evolution de l'angle de dilatance avec la contrainte normale appliquée. …….....…..189
Figure 4.25 Couples (σpalier,τpalier) dans le plan de Mohr pour les éprouvettes issues du prélèvement E en conditions sèches. …….....191
Figure 4.26 Couples (σpalier,τpalier) dans le plan de Mohr-Coulomb pour la totalité des cisaillements menés sur les éprouvettes du site E, en conditions sèches et humides, dans le sens aller et retour (contrainte tangentielle négative). En pointillés la régression pour les essais en conditions humides. …….....192
Figure 4.27 Couples (σpalier,τpalier) dans le plan de Mohr pour les éprouvettes issues du prélèvement E en conditions sèches. …….....182
Figure 4.28 Couples (σpalier,τpalier) dans le plan de Mohr pour les éprouvettes issues du prélèvement E en conditions sèches. …….....…..193
Figure 4.29 Evolution de la contrainte tangentielle moyenne du palier en fonction de la contrainte normale moyenne le long du palier, dans les sens de cisaillement aller et retour, pour les éprouvettes sèches et les éprouvettes cisaillés en conditions humides (site A). …….....194
Figure 4.30 (a) Evolution de l'angle de dilatance, mesuré pour certaines éprouvettes, en fonction de la contrainte normale appliquée. (b) Evolution de la rigidité tangentielle de la discontinuité avec la contrainte normale appliquée. …….....…..195
Figure 4.31 Evolution de la contrainte tangentielle moyenne du palier en fonction de la contrainte normale moyenne le long du palier, dans les sens de cisaillement aller et retour, pour les éprouvettes sèches et les éprouvettes cisaillées en conditions humides (site B). …….....196
Figure 4.32 (a) Evolution de l'angle de dilatance, mesuré pour certaines éprouvettes, en fonction de la contrainte normale appliquée. (b) Evolution de la rigidité tangentielle de la discontinuité avec la contrainte normale appliquée. …….....….....197
Figure 4.33 Evolution de la contrainte tangentielle moyenne du palier en fonction de la contrainte normale moyenne le long du palier, dans les sens de cisaillement aller et retour, pour les éprouvettes sèches et les éprouvettes cisaillées en conditions humides (site C, faciès 2). …….....198
Figure 4.34 (a) Evolution de l'angle de dilatance, mesuré pour certaines éprouvettes, en fonction de la contrainte normale appliquée. (b) Evolution de la rigidité tangentielle de la discontinuité avec la contrainte normale appliquée. …….....……..198
Figure 4.35 Evolution de la contrainte tangentielle moyenne du palier en fonction de la contrainte normale moyenne le long du palier, dans les sens de cisaillement aller et retour, pour les éprouvettes sèches et les éprouvettes cisaillés en conditions humides (site C, faciès 3). …….....….…..199
Figure 4.36 (a) Evolution de la rigidité tangentielle de la discontinuité avec la contrainte normale appliquée. …….....…….....200
Figure 4.37 Evolution de la contrainte tangentielle moyenne du palier en fonction de la contrainte normale moyenne le long du palier, dans les sens de cisaillement aller et retour, pour

les éprouvettes sèches et les éprouvettes cisaillées en conditions humides (site D). …….....…..201
Figure 4.38 (a) Evolution de l'angle de dilatance, mesuré pour certaines éprouvettes, en fonction de la contrainte normale appliquée. (b) Evolution de la rigidité tangentielle de la discontinuité avec la contrainte normale appliquée. …….....……..…..201
Figure 4.39 Evolution de la contrainte tangentielle moyenne du palier en fonction de la contrainte normale moyenne le long du palier, dans les sens de cisaillement aller et retour, pour les éprouvettes sèches et les éprouvettes cisaillées en conditions humides (site E). …….....202
Figure 4.40 (a) Evolution de l'angle de dilatance, mesuré pour certaines éprouvettes, en fonction de la contrainte normale appliquée. (b) Evolution de la rigidité tangentielle de la discontinuité avec la contrainte normale appliquée. …….....……..…..203
Figure 4.41 Evolution de la contrainte tangentielle moyenne du palier en fonction de la contrainte normale moyenne le long du palier, dans les sens de cisaillement aller et retour, pour les éprouvettes sèches (site G). …….....203
Figure 4.42 (a) Evolution de l'angle de dilatance, mesuré pour certaines éprouvettes, en fonction de la contrainte normale appliquée. (b) Evolution de la rigidité tangentielle de la discontinuité avec la contrainte normale appliquée. …….....……..204
Figure 4.43 Evolution de la contrainte tangentielle moyenne du palier en fonction de la contrainte normale moyenne le long du palier, dans les sens de cisaillement aller et retour, pour les éprouvettes sèches (site I). …….....205
Figure 4.44 (a) Evolution de l'angle de dilatance, mesuré pour certaines éprouvettes, en fonction de la contrainte normale appliquée. (b) Evolution de la rigidité tangentielle de la discontinuité avec la contrainte normale appliquée. …….....…..…..205
Figure 4.45 Evolution de la contrainte tangentielle moyenne du palier en fonction de la contrainte normale moyenne le long du palier, dans les sens de cisaillement aller et retour, pour les éprouvettes sèches (site J, faciès 4). …….....206
Figure 4.46 (a) Evolution de l'angle de dilatance, mesuré pour certaines éprouvettes, en fonction de la contrainte normale appliquée. (b) Evolution de la rigidité tangentielle de la discontinuité avec la contrainte normale appliquée. …….....……....207
Figure 4.47 Evolution de la contrainte tangentielle moyenne du palier en fonction de la contrainte normale moyenne le long du palier, dans les sens de cisaillement aller et retour, pour les éprouvettes sèches (site K). …….....…..207
Figure 4.48 (a) Evolution de l'angle de dilatance, mesuré pour certaines éprouvettes, en fonction de la contrainte normale appliquée. (b) Evolution de la rigidité tangentielle de la discontinuité avec la contrainte normale appliquée. …….....…...208
Figure 4.49 Evolution de la contrainte tangentielle moyenne du palier en fonction de la contrainte normale moyenne le long du palier, dans les sens de cisaillement aller et retour, pour les éprouvettes sèches (site L). …….....…..209
Figure 4.50 (a) Evolution de l'angle de dilatance, mesuré pour certaines éprouvettes, en fonction de la contrainte normale appliquée. (b) Evolution de la rigidité tangentielle de la discontinuité avec la contrainte normale appliquée. …….....……..209

CHAPITRE 6

Figure 3.1 Schéma de principe de l'essai de d'abrasivité et de broyabilité…….....…..220
Figure 3.2 Evolution de l'indice de broyabilité des différents prélèvements au cours de l'essai…….....…...223
Figure 3.3 Analyse en composantes principales sur l'indice de broyabilité…….....……...224
Figure 3.4 Evolution de l'IB30 en fonction du pic de chlorite/smectite (gauche) ou du pic de quartz (droite). En pointillés les intervalles de confiance des valeurs individuelles et intervalle de confiance des moyennes conditionnelles. …….....225
Figure 3.5 Schéma de l'essai. …….....….226
Figure 3.6 Dispositif expérimental. …….....227
Figure 3.7 (a)Mesures non corrigées. (b) Mesures corrigées par la surface réelle des éprouvettes exposée à l'usure. …….....228
Figure 3.8 Définition des différentes phases de l'essai et des paramètres exploitables. Echantillon du site F. …….....….....229
Figure 3.9 Corrélation entre le coefficient d'usure homogénéisé et l'usure finale. …….....…..231
Figure 4.1 Evolution du coefficient d'usure homogénéisé (a et c) et de l'usure finale (b et d) avec la masse volumique apparente et la teneur en argiles (F : forte, M : moyenne et f : faible)…… ....…….…...233
Figure 4.2 Evolution du coefficient d'usure homogénéisé et de l'usure finale en fonction de l'intensité du pic de quartz. …….....…….....…..234
Figure 4.3 Evolution du coefficient d'abrasivité (a) et de l'indice de broyabilité à 30 secondes (b) en fonction de l'intensité du pic de quartz (U.A.). …….....…...…..234
Figure 4.4 Evolution de l'indice de broyabilité à 30 secondes avec la masse volumique. Entouré en trait plein le site K (faciès 1 et 3) et en pointillés le site L (faciès 1 et 2). …….....235
Figure 4.5 Evolution du degré d'altération établis avec les observations de lames minces en fonction des deux paramètres établis au III (a) indice de broyabilité à 30 secondes et (b) coefficient d'usure homogénéisé. …….....……...236
Figure 4.6 (a) Evolution de l'UCS sec moyen par site avec le coefficient d'usure homogénéisé par site. (b) Evolution de l'UCS sec moyen par site avec l'indice de broyabilité à 30 secondes. …….....…….....237
Figure 4.7 Evolution de la résistance à la compression uniaxiale en fonction de la proportion relative d'argiles par rapport au quartz. …….....……..237
Figure 4.8 Evolution de la cohésion des discontinuités en fonction des résultats d'essais de broyabilité (a) et Micro-Deval modifié (b). …….....238
Figure 4.9 Evolution de l'angle de frottement des discontinuités (en conditions sèches) en fonction des résultats d'essais de broyabilité et Micro-Deval modifié. …….....238

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE 1

Tableau 4.1 Valeur du coefficient rhéologique suivant le type de sol…….....……..40
Tableau 4.2 Valeur du coefficient rhéologique pour les roches…...…….....….40

CHAPITRE 2

Tableau 3.1 Valeurs du coefficient rhéologique pour un terrain rocheux (Ménard et al., 1964) ……..54
Tableau 3.2 Données d'entrée pour le modèle élastique isotrope parfaitement plastique…...…….55
Tableau 3.3 Caractéristiques retenues pour l'écran…….....….....55
Tableau 3.4 Paramètres du modèle Jointed Rock…….....…….....……..61
Tableau 3.5 Paramètres mécaniques du modèle PLAXIS à critère orienté…….....…..65
Tableau 3.6 Définition des paramètres mécaniques réduits de la couche de terrain d'interface…….....….....…..67
Tableau 3.7 Caractéristiques du terrain pour le modèle à critère de plasticité orienté. …....…….69

CHAPITRE 3

Tableau 3.1 Nomenclature des prélèvements…….....……..79
Tableau 4.1 Classification des échantillons basée sur la granulométrie (d'après Blott et Pye, 2001) …….....81
Tableau 4.2 Synthèse des informations pétrographiques…….....…….....84
Tableau 5.1 Teneur en différents éléments des 4 faciès testés…….....…..91

CHAPITRE 4

Tableau 2.1 Modes de ruptures pour un matériau isotrope transverse d'après Tien et al. (2006) …….....100
Tableau 2.2 Modes de ruptures par site : Fragile, Ductile ou les deux…….....109
Tableau 2.3 Résultats des essais de compression uniaxiale sur éprouvettes « sèches » .....…..111
Tableau 2.4 Résultats des essais de compression uniaxiale sur éprouvettes « humides » ...…….112
Tableau 2.5 Classification des roches en fonction de R_c (ANON, 1979) …….....120
Tableau 3.1 Définition des classes de vitesse d'ondes sonores pour des roches dures et tendres, d'après (ANON, 1979).....….…..……..122
Tableau 3.2 Tableau récapitulatif des relations entre vitesse d'ondes P, R_c et Es. …….....……123
Tableau 3.3 Définition des éprouvettes pour chaque site de prélèvement testé (en bleu les directions parallèles à la schistosité) …….....…..129
Tableau 3.4 Vitesses des ondes P moyennes pour les transducteurs basse fréquence et rapport d'anisotropie pour ces vitesses (en bleu les vitesses maximales mesurées pour chaque éprouvette dans le plan de schistosité)…….....….……..135
Tableau 3.5 Résultats des mesures des vitesses de propagation des ondes P et S avec les transducteurs haute fréquence…….....…139

Tableau 3.6 Valeurs des modules d'Young statiques (d'après essais de compression uniaxiale) parallèlement à la schistosité, des modules d'Young dynamiques calculés à partir des mesures de vitesses d'ondes P et S dans les différentes directions avec les formules isotrope et isotrope transverse. …….....…..143
Tableau 4.1 Relations liant la valeur de rebond (selon le type de de marteau utilisé) à la résistance à la compression uniaxiale et au module d'Young, d'après Aydin et Basu (2005). « R » correspond à la valeur de rebond et « r » correspond au coefficient de détermination. …….....148
Tableau 4.2. Tableau récapitulatif des paramètres mesurés : masse volumique, teneur en eau, valeurs moyennes de rebonds mesurés en équivalent horizontal et R_c // déterminés à partir de la table de conversion du scléromètre ou des relations de Katz et al. (2000) ou Shorey et al.(1984). …….....151

CHAPITRE 5

Tableau 4.1 Tableau de résultats pour les différentes éprouvettes du site E. …....……..191
Tableau 4.2 Tableau de résultats pour les différentes éprouvettes du site L. …….....193
Tableau 4.3 Tableau de synthèse des paramètres mécaniques (cohésion, angle de frottement) par site dans le sens de cisaillement aller pour les différentes conditions hydriques. …….....210
Tableau 4.4 Tableau de synthèse des paramètres mécaniques (cohésion, angle de frottement) par site dans le sens de cisaillement retour pour les différentes conditions hydriques. …….....…..211
Tableau 4.5 Ecarts entre les paramètres mécaniques issus des essais en conditions humides par rapport aux essais réalisés à sec. …….....….…..211

CHAPITRE 6

Tableau 2.1 Plages de variation des paramètres de calcul de l'indice Q (d'après AFTES, 2003). …….....216
Tableau 2.2 Description et classes d'état d'altération des massifs rocheux (AFTES 2003). …….....….....…..218
Tableau 2.3 Classes de densité de discontinuités le long d'une ligne de mesure (AFTES 2003). …….....218
Tableau 2.4 Classification proposée des massifs rocheux rennais (Arcadis, 2012). …….....218
Tableau 3.1 Classes d'abrasivité à partir de l'essai LCPC (AFTES, 2003). …….....……..…..220
Tableau 3.2 Classes d'abrasivité d'après Thuro et al. (2006). …….....221
Tableau 3.3 Classes de broyabilité d'après Büchi et al. (1995). …….....…..221
Tableau 3.4 Coefficient d'abrasivité des différents prélèvements. …….....……..222
Tableau 3.5 Indice de broyabilité à 30 secondes. …….....224
Tableau 3.6 Synthèse des paramètres d'exploitation pour l'ensemble des prélèvements. …..…..230
Tableau 5.1 Proposition d'une sous-classification pour la classe BRD. …….....……..239
Tableau 5.2 Classification des échantillons selon les sous-classes de BRD définies au tableau 5.1. …….....…….240

REMERCIEMENTS

Je tiens tout d'abord à remercier le Groupe Dacquin pour avoir financé cette thèse et je remercie plus particulièrement M. Laurent Georget pour avoir accepté de se lancer dans ce projet passionnant et m'avoir accordé sa confiance pour mener à bien ce travail de recherche.

Je remercie très sincèrement ma directrice de thèse, M^{me} Véronique Merrien-Soukatchoff d'avoir accepté d'encadrer ce travail. Ses connaissances, dans le domaine de la mécanique des roches et de la géologie, sa rigueur et sa pédagogie face à mes nombreuses questions m'ont permis d'améliorer grandement la qualité de mon travail. Je la remercie également pour avoir su cadrer mes recherches lorsque je voulais partir dans toutes les directions en perdant, peut-être, un peu de vue l'objectif de cette thèse.

Mes plus sincères remerciements vont à M. Damien Rangeard, qui a co-encadré cette thèse, pour m'avoir tout d'abord fait découvrir la géotechnique sur les bancs de l'école, puis pour m'avoir encouragé à me lancer dans cette thèse. Ses nombreuses idées, ses conseils, son enthousiasme et son soutient durant ces trois années ont grandement nourri mon travail tant d'un point de vue professionnel que personnel.

Je tiens à remercier M. Jérôme Simon, co-encadrant industriel de cette thèse, qui m'a aidé, grâce à sa longue expérience dans la conception d'ouvrages de soutènement, à avoir un regard critique sur mon travail et à me poser les bonnes questions. Ses nombreux conseils et remarques ainsi que sa bonne humeur m'ont été d'une grande aide aussi bien pour la réalisation de ce travail de recherche que pour mon actuel travail d'ingénieur d'études.

Je remercie également les membres du jury pour s'être intéressés à ce travail de thèse. M^{me} Joëlle Riss et M. Luc Thorel qui ont accepté d'être rapporteurs de cette thèse et dont les remarques et commentaires ont permis d'améliorer ce manuscrit. M. Pierre Breul, qui a présidé ce jury de thèse et qui a pu me confirmer que réaliser une thèse CIFRE n'était pas toujours évident en termes d'organisation! Enfin, je remercie tout particulièrement M^{me} Marie-Pierre Dabard, en tant qu'examinatrice de ce travail mais également et surtout pour sa gentillesse, sa disponibilité et son expertise des formations du Briovérien qui m'ont été d'une très grande aide tout au long de ces trois années de thèse.

Mes remerciements vont également à l'ensemble du personnel du laboratoire de Génie civil et génie mécanique de l'INSA de Rennes qui m'a permis de mener à bien les nombreux essais tout au long de ce travail. Je remercie tout particulièrement pour leur aide, conseils et soutien : M. Laurent Molez, M. Raoul Jauberthie, M. Jean-Yves Brossault, M. Jean-Luc Metayer, M^{me} Emmanuelle Caret et M. Patrick Weber.

Je remercie très chaleureusement les équipes de l'IUT de génie civil d'Egletons et tout particulièrement M. Mokhfi Takarli et M. Nicolas Larcher pour leur expertise et leur aide inestimables dans la caractérisation des schistes via les mesures de vitesses d'ondes ultrasonores. Ce travail aurait été fortement amputé sans leur apport.

Mes remerciements vont également à M^{elle} Magali Sevenier pour son aide et sa pédagogie face à mes questions de profanes sur les observations de lames minces. Je remercie aussi M^{elle} Céline Rescourio pour son important travail sur les modélisations sous CESAR-LCPC.

Il convient également de remercier le département de géosciences et le CMEBA de l'université de Rennes I, respectivement pour la préparation de lames minces et l'utilisation du microscope à balayage électronique pour la caractérisation de mes échantillons.

Je remercie chaleureusement, pour les bons moments passés ensemble, tous mes collègues que ce soit chez Dacquin ou au sein du laboratoire de génie civil et génie mécanique et tout particulièrement mes collègues de bureau à l'INSA : Mohammed et Guilherme mais également Gaël, Mario, Cécile, Lorène et Jérémy.

Je remercie vivement l'ensemble des personnes ayant fait le déplacement pour assister à ma soutenance de thèse !

Enfin je remercie, pour leur soutien indéfectible, mes parents Hervé et Véronique, mon frère François et ma sœur Olivia.

INTRODUCTION

Le groupe Dacquin, comme beaucoup de bureaux d'études spécialisés dans la conception et la réalisation d'ouvrages géotechniques, est très régulièrement confronté à des projets réalisés dans des sols au comportement fortement anisotrope tel que les schistes. Ces matériaux, et plus particulièrement les schistes du Briovérien que l'on retrouve notamment dans le sous-sol rennais, présentent des niveaux d'altération et de fracturation extrêmement variables. Cette variation est observable horizontalement avec des changements de faciès important intervenant sur des très faibles distances et imputable au fort plissement des formations du Briovérien conduisant à une stratification quasi verticale. Elle intervient également verticalement, le matériau étant le plus souvent plus altéré en surface qu'en profondeur. Face à cette importante variabilité, les bureaux d'études de sol limitent les caractéristiques mécaniques (cohésion et angle de frottement) à des valeurs faibles. Ces valeurs sont ensuite utilisées pour le dimensionnement des ouvrages de soutènement dans les schistes. La grande variabilité du matériau combinée à l'absence d'études complètes visant à le caractériser d'un point de vue minéralogique, pétrographique et mécanique, explique cette méfiance vis à vis des formations du Briovérien.

Le premier chapitre permet, de présenter d'une part le contexte géologique des schistes du Briovérien et d'autre part les différentes techniques de soutènement habituellement mises en œuvre dans ce type de terrain et les méthodes de dimensionnement associées.

Afin de mieux appréhender l'impact que peut avoir l'anisotropie des schistes sur le comportement d'une paroi de soutènement, des modélisations éléments finis sont entreprises dans le second chapitre de cette thèse. Ces modélisations sont réalisées avec deux logiciels : PLAXIS 2D© et CESAR-LCPC© qui présentent l'intérêt de proposer des modèles de terrain prenant en compte un critère de plasticité orienté. Les résultats en termes de moments et de déplacements de la paroi sont analysés et comparés avec ceux obtenus avec des modèles de terrains élastoplastique isotropes.

Les résultats de la caractérisation des schistes briovériens prélevés à Rennes et ses alentours sont présentés dans les chapitres 3 à 5. Le chapitre 3 s'attarde sur la caractérisation des schistes à l'échelle microscopique via différentes techniques (observations de lames minces, au microscope à balayage électronique, analyses de diffraction des rayons X sur poudre). Un degré d'altération géologique, basé sur les observations de lames est défini. Le chapitre suivant s'attache à la caractérisation de la matrice rocheuse constitutive des schistes et à l'anisotropie intrinsèque du matériau via le recours à des essais destructifs (essai de compression uniaxiale) ou non destructifs (mesures de vitesses d'ondes ultrasoniques, essais au marteau de Schmitt). Enfin le chapitre 5 est dédié à la caractérisation de discontinuités exprimées via la réalisation d'essais de cisaillement direct. L'influence de la présence d'eau sur les résistances mécaniques de la matrice rocheuse ou des discontinuités est mise en évidence.

Le dernier chapitre présente les résultats d'essais de résistance à l'usure (broyabilité, Micro-Deval) modifiés afin d'être adaptés à la caractérisation de notre matériau. Les résultats de ces essais sont réutilisés afin de compléter et d'affiner une classification existante des schistes du Briovérien.

L'objectif final de cette thèse est de pouvoir utiliser les connaissances acquises sur les schistes du Briovérien afin de proposer des paramètres mécaniques à utiliser pour le dimensionnement de parois de soutènement ou encore pour argumenter des choix techniques auprès des organismes de contrôle de la construction.

Chapitre 1 : Le Briovérien, les techniques de soutènement et leur conception

1. Introduction

Ce premier chapitre est décomposé en trois parties permettant de définir le cadre dans lequel s'inscrit ce travail. Dans un premier temps, les origines géologiques des schistes du Briovérien et les conditions dans lesquelles ils se sont formés sont présentées. Le second axe développé dans ce premier chapitre est une revue des différentes techniques de soutènement usuellement utilisées dans ce type de terrain. Enfin, les différentes méthodes de calcul utilisées pour le dimensionnement de ces ouvrages dans les terrains du Briovérien sont présentées ainsi que le contexte normatif dans lequel elles s'inscrivent.

2. Le Briovérien

Les schistes du Briovérien ont fait l'objet de nombreux travaux de recherches abordant l'aspect géologique de ces formations (Jegouzo 1973, Le Corre 1977, Denis 1987, Dabard 1990, Guerrot et al. 1992). La première partie de ce chapitre n'a donc pas pour ambition de résumer près de 40 ans de recherches scientifiques sur les mécanismes de formations du Briovérien mais vise davantage à donner au lecteur un « cadre » géologique qui lui permettra de mieux comprendre les problématiques posées par ces matériaux lors de travaux de soutènements.

2.1 Étymologie

Le mot Briovérien provient du nom celtique *Brioveria* qui correspond à l'ancien nom que portait à l'époque gallo-romaine la ville de Saint-Lô située dans le département de la Manche (Dabard et al, travaux en cours). Il est composé de deux termes, *Briva* qui signifie pont et *Vera* qui signifie Vire. *Brioveria* signifiait donc littéralement Pont-sur-Vire. Au XI^{ème} siècle, la ville change de nom pour Saint Laud en référence à l'évêque béatifié, Laud de Coutances. Avec le temps l'orthographe évolue pour donner Saint Lô de nos jours.

Le nom Briovérien est utilisé pour la première fois en 1895 par le géologue Charles Barrois pour qualifier les Phyllades de Saint Lô qui est une série inférieure aux conglomérats et schistes pourprés présents sur l'ensemble du Massif armoricain (Barrois, 1895). En 1899 il réutilise ce terme dans un guide pour des excursions en Bretagne.

2.2 Localisation géographique du Briovérien

La quasi-totalité du Briovérien se situe au sein du massif armoricain qui comprend une partie de la Basse Normandie, la Bretagne, le Maine, la Vendée et se poursuit à l'Est sous le bassin parisien et au sud sous le bassin d'Aquitaine. Les formations du Briovérien sont représentées sur la carte géologique de la figure 2.1.

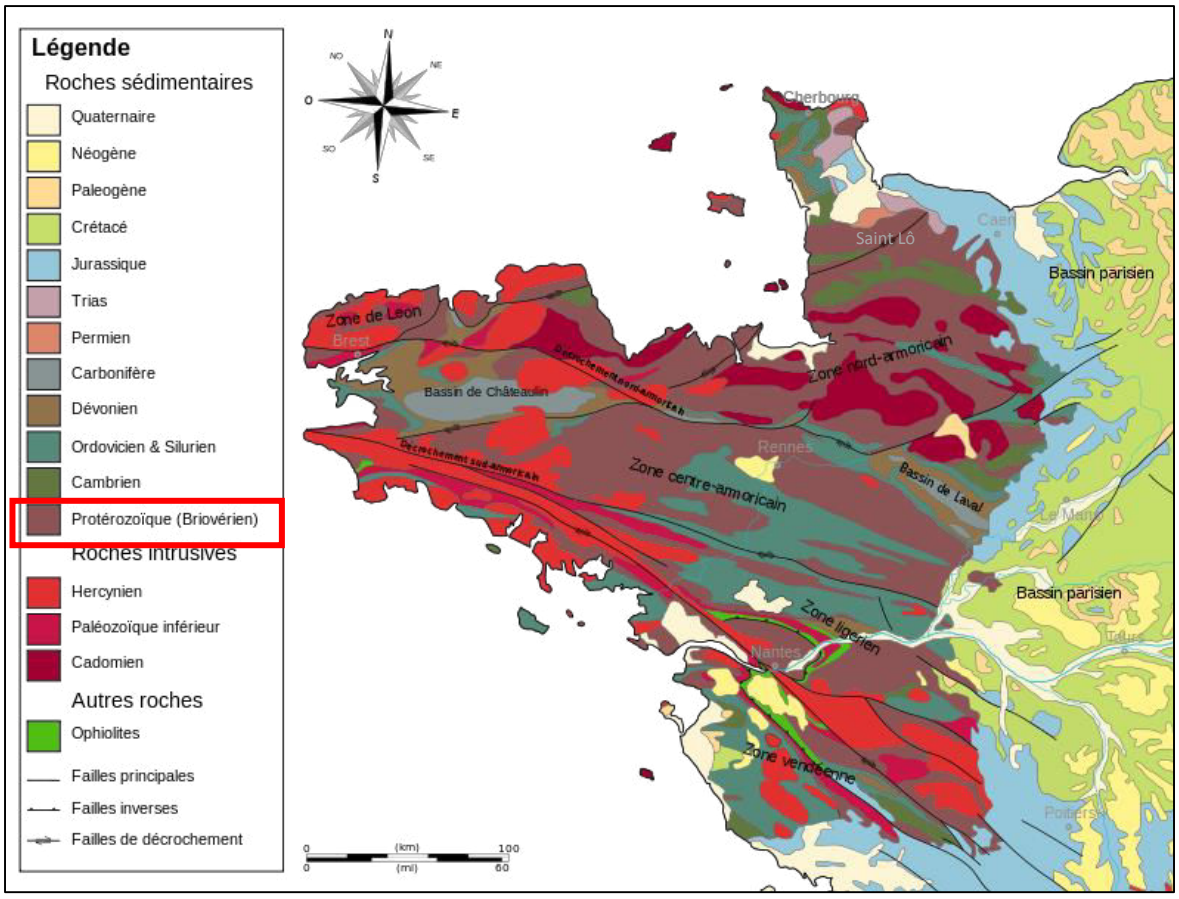


Figure 2.1 Schéma structural du Massif Armoricain (modifié d'après Chantraine et al., 1983)

Des affleurements datés du Précambrien et rapportés au Briovérien sont dispersés sur l'ensemble du territoire français comme dans les Vosges, les Pyrénées et le Massif Central. Des successions sédimentaires d'âge équivalent (Alcudien, Barrandien) sont également présentes dans d'autres régions d'Europe (Bohème) et du monde.

2.3 L'histoire géologique du Briovérien

Le socle du massif armoricain est constitué par des formations géologiques datant, principalement de l'éon Protérozoïque s'étalant de -2500 à -541 Ma et de l'ère Paléozoïque s'étalant de -541 à -252,2 Ma. Les formations d'âge plus récent sont soit absentes, c'est le cas des formations du Mésozoïque (-252,2 à -66 Ma), soit très localisées, c'est le cas des formations d'âge cénozoïque (de -66 Ma à nos jours).

Le Briovérien, dont la formation est antérieure à l'orogénèse hercynienne, se situe au sein de la chaîne hercynienne qui s'étend du Portugal jusqu'en Europe centrale (Figure 2.2). Bien que la mise en place des successions sédimentaires du Briovérien soit reliée à l'orogénèse cadomienne (Protérozoïque supérieur, Paléozoïque inférieur), l'âge des sédiments n'est pas encore définitivement arrêté. La datation de clastes remaniés (galets plutoniques ; Guerrot et Peucat, 1990 ; Samson et al., 2003) et de grains de zircon (Guerrot et al. 1992) suggère qu'ils furent déposés entre -610 Ma (Ediacarian) et -530 Ma (Cambrien inférieur). Les successions sédimentaires sont principalement constituées de faciès silteux et gréseux avec quelques intercalations de chailles noires, conglomérats, sédiments calcaires et dépôts volcaniques.

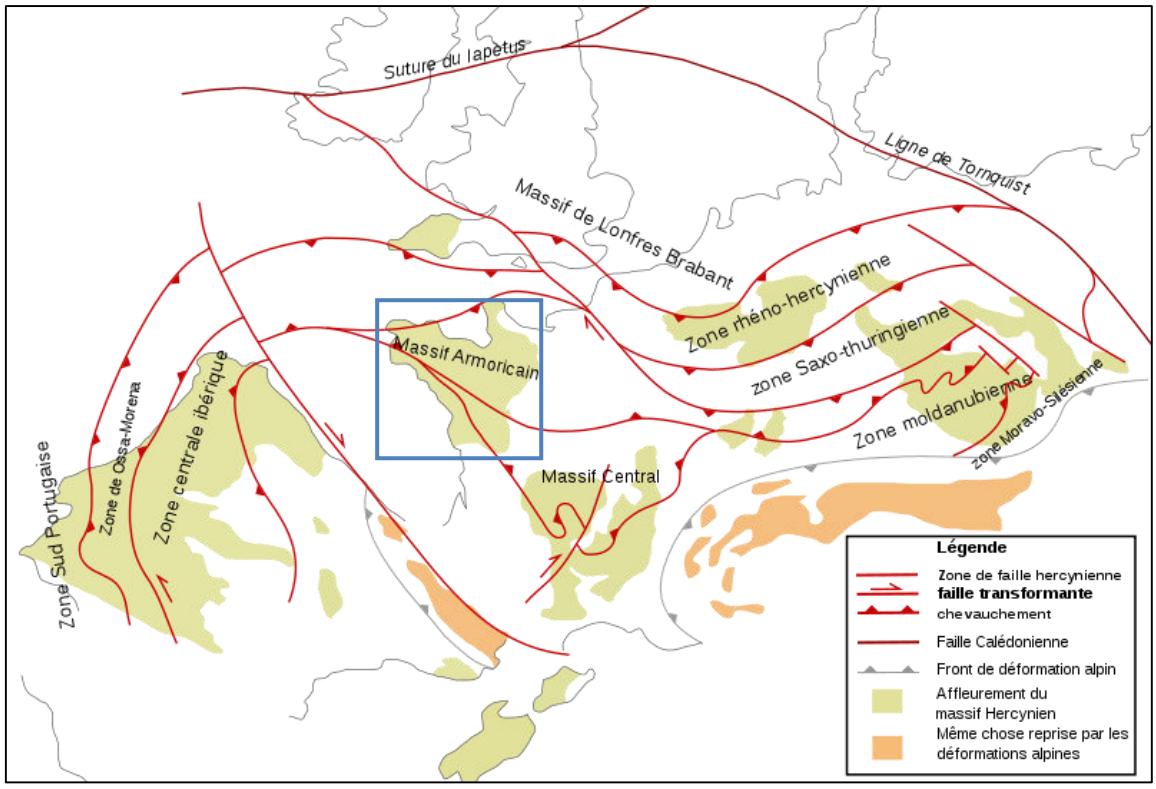


Figure 2.2. Affleurements et zones de failles de la chaîne hercynienne, Briovérien localisé par un encadré bleu (modifié, d'après Franke, 1992)

Lors de l'orogénèse hercynienne, entre -400 et -290 Ma, les formations antérieures ont subi une déformation dont le gradient de déformation est croissant du nord vers le sud (Le Corre, 1977).
En 1899, Barrois positionne le Briovérien entre l'Archéen et le Cambrien. Depuis cette première estimation de nombreux travaux ont été réalisés (voir §2.3.1et § 2.3.2), aboutissant à la distinction entre le Briovérien Breton et le Briovérien Normand qui ne recouvrent pas la même période de temps.

2.3.1 Le Briovérien breton

Le Briovérien inférieur repose sur un socle de roches magmatiques (Gneiss de Port Morvan) d'âge Pentévrien (approximativement -750 millions d'années ; Egal et al., 1996). Les premiers dépôts peuvent être observés en baie de Saint Brieuc et forment le conglomérat de Cesson. Ce dernier remanie des galets datés de -667 à -645 millions d'années (Guerrot et Peucat, 1990). Dans cette région, la base du Briovérien inférieur se situe donc au sein du Néoprotérozoïque, entre le Cryogénien et l'Ediacarien. La limite supérieure du Briovérien inférieur est, quant à elle, datée par des intrusions plutoniques (diorite de Saint Quay) à 585 millions d'années (Guerrot et Peucat, 1990 ; Samson et al., 2003). Enfin, la datation à -540 Millions d'années de zircons remaniés dans les sédiments et l'âge des Séries Rouges initiales sus-jacentes (environ 472 millions d'années), montrent qu'une partie du Briovérien supérieur est d'âge Cambrien (Guerrot et al., 1992).
Les limites de formation du Briovérien ne sont donc pas clairement identifiées même si une période s'étendant de -610 Ma (Ediacarien) à -530 Ma (Cambrien inférieur) est généralement admise.

2.3.2 Le Briovérien normand

Aucune donnée radiométrique n'est disponible pour dater la base du Briovérien inférieur. Néanmoins, sa limite supérieure est datée de l'Ediacarien (575 millions d'années) par des intrusions plutoniques, la diorite de Coutances (Nagy et al., 2002). Le sommet du Briovérien supérieur est quant à lui daté grâce à une limite stratigraphique. En effet, les sédiments du Briovérien sont recouverts en discordance par des sédiments du Cambrien inférieur (Tommotien à Adabanien), base du Paléozoïque. Dans le Maine, ces sédiments sont intrudés par des granitoïdes datés entre 547 et 521 millions d'années (Pasteels et Doré, 1982 ; Autran et al., 1983 ; D'Lemos et al., 1990). Ces données suggèrent que pour ces régions, le sommet du Briovérien supérieur est d'âge Fortunien, soit le premier étage du Cambrien.
La formation du Briovérien Normand semble donc plus contrainte dans le temps que le Briovérien breton et s'étend de -575 Ma à -521 Ma.

2.4 La déformation et les faciès géologiques du Briovérien de Bretagne centrale

Les sédiments du Briovérien de Bretagne centrale ont subi une déformation (plis et schistosité ; Le Corre, 1977) et un métamorphisme de faible niveau (faciès schiste vert, figure 2.3) avec une température comprise entre 300 et 500 °C et une pression comprise entre 0,1 et 1 GPa, au cours de l'orogénèse hercynienne.

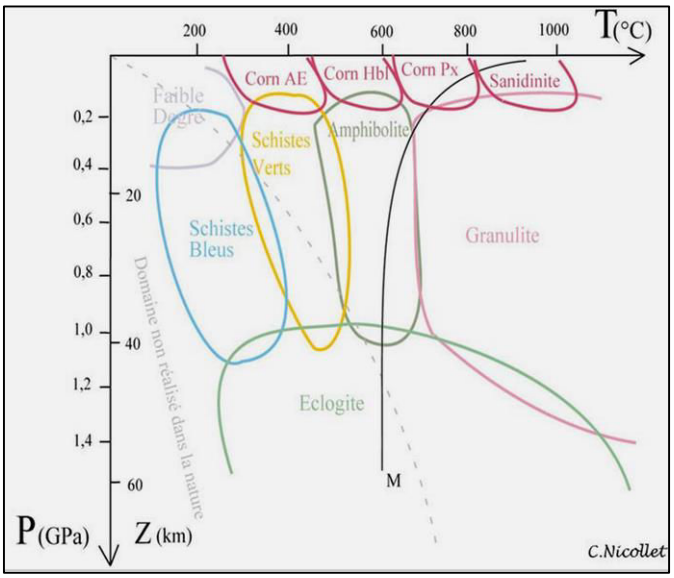


Figure 2.3 Repérage du faciès schiste vert dans l'espace pression-température (d'après Nicollet, 2010)

Le gradient de déformation est souvent faible et des plis droits et ouverts sont associés à de la schistosité de flux généralisé.
D'un point de vue lithologique, les sédiments d'âge briovérien sont assez variés. En effet, des sédiments détritiques terrigènes (des siltites jusqu'aux conglomérats de type Gourin), volcano-détritiques, intrusions volcaniques et carbonates peuvent être rencontrés. Les sédiments détritiques terrigènes sont soit feldspathiques soit lithiques (à forte concentration de fragments d'autres roches). Les conglomérats de type Gourin sont, quant à eux, composés de galets de quartz et de quelques galets de phtanite. Les sédiments du Briovérien sont majoritairement pauvres en calcium. Les principaux

minéraux rencontrés sont le quartz, les feldspaths ainsi que des phylosillicates tels que la chlorite (ferro-magnésienne), la muscovite et l'illite (proche de la muscovite).
Le Bureau de Recherches Géologiques et Minières (B.R.G.M.) a entrepris en 1983 une campagne de recherches sur les sédiments du Briovérien (Chantraine et al., 1983) et réalisé des coupes à différents endroits (figure 2.4) : région rennaise, région de Sérent et vallée de la Mayenne. Ce sont ces coupes qui ont permis de synthétiser les différents faciès rencontrés.

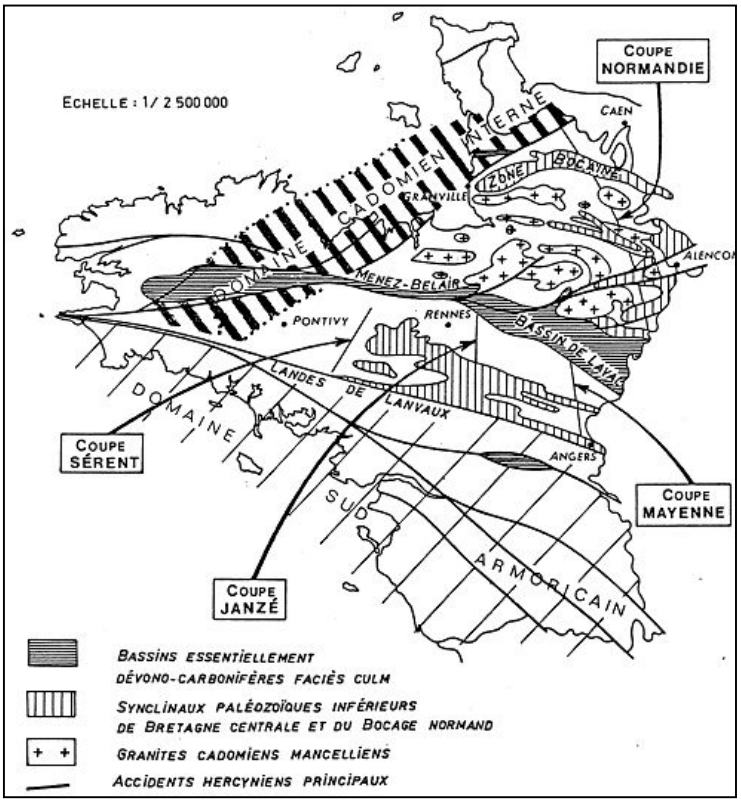


Figure 2.4 Carte de situation des coupes (d'après Chantaine et al., 1983)

2.4.1 Les faciès de la région de Rennes (Coupe de Janzé)

Dans cette région, la déformation est légère et engendre des plis ouverts et une légère schistosité de flux. Néanmoins, on note la présence de trois méga-structures que sont le synclinal de Noyal sur Vilaine, l'anticlinal de Châteaugiron et le synclinal de Janzé. Trois faciès principaux ont été identifiés : les conglomérats quartzeux de type Gourin et les grès verts, les siltites rubanées et les niveaux carbonatés, les argilites et argilites siltites. Les conglomérats de type Gourin sont principalement localisés entre Janzé et Amanlis et prennent la forme de bancs lenticulaires, centimétriques à décimétriques, interstratifiés avec bancs de grès verts. Le faciès correspondant aux siltites rubanées et aux niveaux carbonatés, est constitué d'alternances de lits pluricentimétriques de siltites et de grès dans lesquelles on retrouve des joints argileux et des strates calcareuses. Ce faciès ainsi que les argilites sont ceux qui sont les plus présents dans la région rennaise.

2.4.2 Les faciès de la région de Sérent (coupe de Sérent)

Une distinction peut être faite entre la partie nord et la partie sud de cette région du fait de la diversité des terrains en place. Au nord, les plis sont ouverts alors qu'au sud ils sont déversés ce qui indique une

augmentation de la déformation du nord au sud. Les lithologies de la partie nord et sud ne sont pas complètement identiques. Au nord, à la base de la formation se trouvent des conglomérats quartzeux de type Gourin (en bancs plurimétriques), puis des grès de différents types (en bancs métriques de grès quartzeux à grains moyennement usés, feldspathiques et lithiques) et enfin, au sommet de cette série, des alternances silto-gréseuses (en bancs plurimétriques). Au sud, les premières couches sont constituées de grès grossiers verts à lentilles de conglomérats de type Gourin, surmontés par des grès immatures qui progressent jusqu'à des faciès plus fins, puis alternent avec des siltites pour terminer avec des alternances argilo-silteuses (bancs centimétriques à décimétriques).

2.4.3 Les faciès de la région de Mayenne (coupe de Mayenne)

Dans cette région, la déformation a engendré un ensemble de plis ouverts avec une schistosité de flux. Comme pour la région de Sérent, la déformation s'accentue en se dirigeant vers le sud comme en témoigne la présence de plis déversés. De plus, des intrusions et des coulées volcaniques peuvent être rencontrées dans cette zone. D'un point de vue lithologique, la série débute avec des grès grossiers à composition feldspathique et lithique et riches en éléments fragiles. La granulométrie des grès diminue progressivement et ils finissent par alterner avec des siltites en bancs plurimétriques. Au-dessus, des intercalations de coulées acides et de niveaux volcano-clastiques sont interstratifiées. En remontant encore la série, la présence d'un ensemble silto-gréseux et de grès calcareux peut être noté. La taille des grains diminue ensuite pour aboutir à des alternances siltites-argilites. Enfin au sommet de la série, des conglomérats se développent dans des grès verdâtres. Les faciès volcaniques surviennent quant à eux à deux périodes dans l'histoire géologique. Au nord, les intrusions ont eu lieu avant la déformation et sont basiques tandis qu'au sud, les filons sont acides et se sont mis en place après la déformation.

2.5 Conclusion

Les terrains datés du Briovérien et répartis sur l'ensemble du Massif armoricain sont donc variés. Les granulométries passent des siltites (éléments fins) aux grès (éléments grossiers) et la lithologie est aussi bien détritique terrigène que carbonnatée ou même volcanique dans le cas de certaines intrusions. La variabilité des sédiments, que ce soit en termes de composition minéralogique ou de granulométrie, est une caractéristique notable. Enfin la déformation, bien que faible, surtout dans sur la coupe de Janzé (la plus proche de Rennes), s'accentue en allant du nord au sud.
Cette première partie a donc permis d'avoir une vue d'ensemble de la formation du Briovérien et des distinctions existantes entre les différents faciès géologiques. La variabilité des terrains rencontrés au sein de cette formation explique en partie la variété de techniques de soutènements employés pour la réalisation d'ouvrages provisoires ou définitifs. Un rapide tour d'horizon des techniques usuellement employées est donc proposé dans la partie suivante.

3. Les différentes techniques de soutènement

3.1 Introduction

Les soutènements englobent aussi bien les structures massives que sont les murs de soutènement (emprise et poids de l'ouvrage importants), que les structures plus souples que sont les écrans de soutènement (aussi appelés rideaux de soutènement, qui sont relativement minces et peuvent être réalisés en différents matériaux tels que le béton, l'acier ou encore le bois). Leurs fonctions, peuvent être diverses, même si les murs de soutènement sont quasi exclusivement utilisés pour retenir des terrains tandis que les écrans peuvent également servir à maintenir une fouille hors d'eau et servir de fondation à une superstructure. Dans le cas d'un soutènement de terrain, la mise en place d'un mur ou d'un écran, permet de s'affranchir de la réalisation d'un talus pour assurer la stabilité du terrain et permet donc ainsi de limiter l'emprise nécessaire au projet, ce qui est intéressant en sites urbains, car la place y fait souvent défaut. La réalisation de soutènements dans les terrains anisotropes tels que les schistes est courante mais n'implique pas l'utilisation systématique d'une technologie donnée. Dans la suite de ce chapitre, les murs de soutènement sont évoqués mais une attention particulière est portée aux rideaux (qui se différencient des murs par leur structure moins massive et les fait donc travailler en flexion), ces derniers ayant bénéficié, au fil du temps et de l'évolution des techniques, d'une diversification importante (Delattre, 1999) et sont régulièrement utilisés pour soutenir des terrains anisotropes.

3.2 Les murs de soutènement

Les murs de soutènement constituent probablement une des techniques les plus anciennes puisqu'elle était déjà utilisée durant l'antiquité (Kérisel, 1985) pour supporter des excavations ou des remblais. Le mur de soutènement prenait alors la forme de mur poids en maçonnerie qui permettait par sa seule masse de retenir les terrains situés derrière lui (figure 3.1).

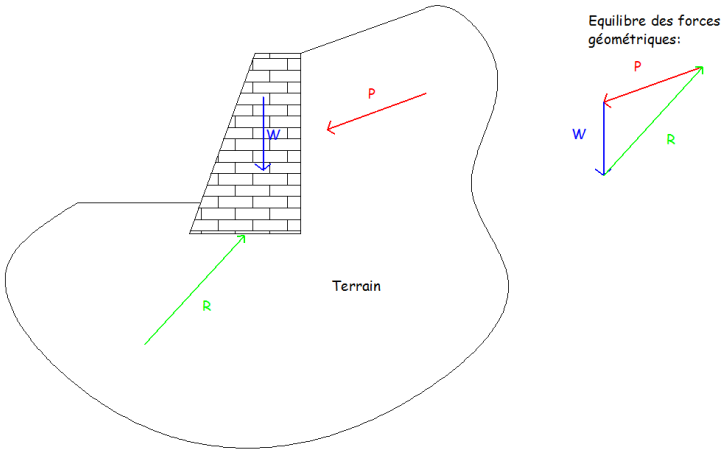


Figure 3.1 Principe de fonctionnement d'un mur poids en maçonnerie

Ce type de soutènement s'est développé de façon importante au cours du temps jusqu'au début du XXème siècle, période à laquelle il a commencé à être délaissé au profit de nouvelles techniques tels que les écrans de soutènement utilisant des matériaux industriels comme le béton et l'acier (Delattre,

2000). Toutefois, cette technique a continué d'évoluer durant le XXème siècle en ayant notamment davantage recours au béton coulé en place ou sous forme d'éléments préfabriqués. Les murs de soutènement sont aujourd'hui principalement utilisés sur les projets autoroutiers ou l'emprise importante du soutènement n'est pas un problème (SETRA, 2011).

3.3 Les écrans de soutènement

3.3.1 Paroi Berlinoise

La paroi berlinoise englobe à la fois des soutènements provisoires et des soutènements permanents, porteurs et non porteurs. Elle consiste en la mise en place dans le sol d'éléments structurels verticaux (profilés métalliques) séparés les uns des autres par une distance définie et qui sont ensuite relié entre eux à l'avancement de l'excavation par des éléments horizontaux (béton projeté, blindage bois). Cette technique a été utilisée dès la première moitié du XXème siècle pour des projets d'envergure parmi lesquels on peut citer la construction du métro de Berlin (Spilker, 1937), d'où son appellation.

Figure 3.2 Photographie d'une paroi berlinoise avec un parement en béton projeté réalisé dans les schistes briovériens (source : Groupe Dacquin)

3.3.2 Paroi en pieux distants ou sécants

Les pieux, dont la fonction première est d'offrir une fondation profonde aux ouvrages, ont également été utilisés comme rideau de soutènement dès les années 1950 (Veder, 1953). Plusieurs techniques de soutènement à base de pieux ont été développées. Dans le cas d'un sol offrant une cohésion suffisante et en l'absence de nappe d'eau derrière la paroi, la technique des pieux distants peut être utilisée, le principe de soutènement étant alors le même que pour une paroi berlinoise. A l'inverse, si le sol est faiblement cohérent et/ou si de l'eau est présente dans le sol, la technique de la paroi en pieux sécants ou en pieux jointifs sera mise en œuvre car elle permettra, d'une part, d'empêcher l'effondrement du sol soutenu entre les pieux et d'autre part elle présentera une certaine étanchéité. Cette dernière pourra toutefois être imparfaite du fait des défauts de verticalité et déviations éventuels des pieux qui seront d'autant plus marqués que la hauteur de l'écran sera grande. Un autre inconvénient majeur de ce type d'écran, est l'emprise nécessaire du fait de l'encombrement du matériel de forage qui empêche de

venir se positionner au plus près d'éventuels ouvrages mitoyens. Dans les deux types de soutènements, une lierne de couronnement est réalisée en tête afin d'homogénéiser les déplacements de la paroi. Une paroi en pieux distants tirantée, réalisée dans des schistes briovériens fortement argilisés, est présentée en figure 3.3.

Figure 3.3 – Paroi de pieux distants tirantée en tête (source : Groupe Dacquin)

3.3.3 Paroi moulée

La réalisation de soutènement par paroi moulée est une technique apparue dans les années 1950 avant de connaitre un développement important dans les années 1960 (Chadeisson, 1961; Fehlmann, 1961). Ce type d'écran consiste à réaliser l'écran par panneaux en béton armé directement dans le sol, ce dernier jouant donc le rôle de coffrage naturel. Le perfectionnement de cette technique de soutènement a continué par la suite, notamment avec la mise au point de matériels de forages toujours plus performants : mise au point de l'hydro fraise pour forer dans des terrains plus durs (Fenoux, 1982), systèmes de guidage pour avoir une bonne précision sur la verticalité des panneaux (Tornaghi et al., 1985)... Du fait de son coût élevé, la paroi moulée est un soutènement utilisé uniquement dans le cas d'ouvrages définitifs et pour des conditions de sol précises (dans les terrains à faible cohésion qui ne pourraient donc pas être simplement maintenus par des pieux distants ou des profilés métalliques car il y aurait un risque d'éboulement entre les éléments verticaux). La paroi moulée est également utilisée dans des conditions hydrologiques particulières, notamment si la nappe phréatique se trouve à une faible profondeur et qu'un bon niveau d'étanchéité est recherché (des suintements peuvent toutefois être observés mais dans des tolérances fixées par des normes comme le DTU 14.1 (AFNOR, 2000a). Enfin, ce type de soutènement peut également reprendre des charges structurelles et être donc un élément porteur tout en présentant l'avantage d'avoir une emprise réduite (40 cm d'épaisseur au minimum) par rapport à un autre type de paroi étanche tel que des pieux sécants avec un contre voile en béton (60-70 cm d'épaisseur au minimum).
Un exemple de paroi moulée réalisée dans des schistes très fracturés est présenté en figure 3.4.

Figure 3.4 Paroi moulée butonnée en tête (source : Dacquin)

3.3.4 Autres techniques

Un grand nombre d'autres techniques de soutènement existent (palplanches, soil mixing, …) mais leur utilisation dans les terrains fracturés tels que les schistes briovériens est beaucoup plus rare. Elles ne seront donc pas décrites dans le cadre de ce mémoire. Néanmoins, la technique de la paroi clouée peut être utilisée dans le cas de terrains rocheux fracturés et altérés. Cette technique consiste en la mise en place d'un parement en béton projeté armé de treillis soudé et maintenu par des clous au fur et à mesure de l'avancement de l'excavation (réalisation par passes).

3.3.5 Conclusion

Les techniques de soutènement les plus utilisées dans les terrains anisotropes tels que les schistes, ont été présentées. Le développement des différentes techniques de soutènement a été accompagné par l'évolution des méthodes de calcul qui ont permis de réaliser des structures de soutènement toujours plus imposantes (hauteur soutenue pouvant atteindre plusieurs dizaines de mètres) et plus complexes (géométrie de fouille, contraintes en site urbain). La dernière partie de ce chapitre introductif s'attachera, après quelques rappels sur le dimensionnement à l'équilibre limite, à détailler les principales méthodes numériques actuellement utilisées en France pour le dimensionnement des écrans de soutènement : la méthode au coefficient de réaction et la méthode aux éléments finis.

4. Méthodes de dimensionnement des écrans de soutènement

4.1 Introduction

Les méthodes de dimensionnement des écrans de soutènement ont évolué au cours du temps grâce à l'avancée des connaissances scientifiques sur les sols (caractérisation de leur comportement mécanique) mais aussi du fait de l'évolution des techniques de mise en œuvre des écrans et aux avancées technologiques dans le domaine du calcul informatique. Cette dernière partie a donc pour but de présenter ces méthodes. Dans un premier temps la méthode de calcul dite à l'équilibre limite (méthode MEL) est présentée. Cette méthode, dont les équations peuvent être résolues

analytiquement, ne permet de traiter que des cas simples de soutènement (paroi simplement butée, avec un ancrage...) ce qui constitue également sa principale faiblesse. La justification des ouvrages de soutènement autostable ou avec un niveau d'appui, vis-à-vis d'un défaut de butée, avec cette méthode est rendue obligatoire par la norme d'application nationale des Eurocodes concernant les écrans de soutènement (NF-P94-282, AFNOR, 2009).
La généralisation du calcul informatique a accompagné le développement de la méthode au coefficient de réaction qui a vu son utilisation se généraliser pour le dimensionnement des soutènements. Les logiciels basés sur cette méthode (RIDO, K-Rea) sont désormais d'utilisation courante dans les bureaux d'études. Cette méthode, prenant en compte l'interaction sol-structure (méthode MISS selon la NF-P94-282), présente l'intérêt d'être assez simple d'utilisation mais son fonctionnement repose sur un coefficient dont la détermination est toujours sujette à débat.
La méthode des éléments finis, est encore peu exploitée pour le dimensionnement de projet courant du fait de l'investissement en temps nécessaire plus important que dans le cas des méthodes utilisant le module de réaction (mais aussi d'un plus grand nombre de paramètres à intégrer dans le modèle et qui sont souvent non définis dans les études géotechniques). Elle est par contre utilisée pour les projets complexes car elle permet une modélisation beaucoup plus fine des problèmes (terrains, structure, interface sol-structure) et s'inscrit à ce titre dans le cadre de la méthode MISS. Les points clés de la modélisation par éléments finis en géotechnique sont donc présentés.
L'ensemble de ces méthodes s'inscrit donc dans un contexte normatif désormais européen avec l'entrée en vigueur des Eurocodes (EC7 pour le calcul géotechnique, AFNOR, 2005) et de leurs annexes nationales (NF-P94-282, AFNOR 2009, pour les écrans de soutènement et NF P94-262, AFNOR 2012, pour les fondations profondes).

4.2 Dimensionnement d'une paroi de soutènement à l'équilibre limite

La stabilité d'une paroi de soutènement peut être assurée par plusieurs composantes. Dans le cas d'une paroi non ancrée, la stabilité est assurée uniquement par la butée des terres sur la fiche (pression du terrain sur la paroi côté fouille) tandis que dans le cas d'une paroi avec ancrage la stabilité de la paroi est assurée à la fois par la butée et par la résistance de l'ancrage à l'arrachement (voir la figure 4.1). Pour assurer la stabilité du soutènement on peut donc jouer sur 3 éléments : la longueur de la fiche, la rigidité de la paroi et la présence d'un système d'appui (sur un ou plusieurs niveaux de type butonnage ou ancrage). Deux types de paroi peuvent être distingués : les parois simplement butées en pied (qui sont obligatoirement ancrées) présentant une faible valeur de fiche, et les parois encastrées en pied (ancrées ou non) et présentant une valeur de fiche élevée. Costet et Sanglerat (1983), décrivent dans leur ouvrage la technique de calcul classique d'un rideau de palplanche dans différentes configurations. Le principe de ces calculs est explicité dans les pages qui suivent pour le cas simple d'un sol monocouche.

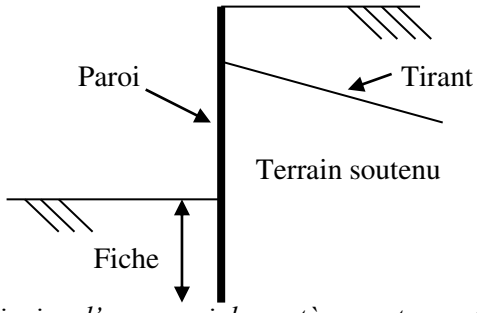


Figure 4.1 Schéma de principe d'une paroi de soutènement avec tirant d'ancrage

Plusieurs cas simples peuvent être traités à partir de l'équilibre limite : rideau sans ancrage (§4.2.1), rideau avec ancrage simplement buté en pied (§4.2.2.1), rideau ancré et encastré en pied (§4.2.2.2).
La première étape du calcul consiste à déterminer la pression des terres, p(z) exercée sur le soutènement. Cette dernière est différente en poussée (effet déstabilisateur) et en butée (effet stabilisateur). La pression p(z) est évaluée à partir de coefficients dit de poussée et de butée (ka et kp) usuellement déterminés à partir des tables de poussée/butée de Kérisel et Absi (Kérisel et Absi, 1990), et de l'obliquité des efforts par rapport à la paroi de soutènement (δ).

Les valeurs généralement admises pour un soutènement sont celles présentées ci-dessous :

$$\begin{aligned} \delta = \pm\frac{2}{3}\varphi' &\text{ pour un contact sol/rideau rugueux} \\ \delta = 0 \quad &\text{pour un contact sol/rideau lisse} \\ \delta = \pm\frac{1}{2}\varphi' \quad &\text{valeur intermédiaire} \end{aligned} \tag{4.1}$$

L'expression générale de p(z) s'exprime suivant l'expression 4.2.

$$p(z) = p_\gamma(z) + p_q(z) + \Delta u(z) \tag{4.2}$$

Avec : $p_\gamma(z)$ la poussée due au poids du terrain, $p_q(z)$ la poussée due à une surcharge éventuelle et $\Delta u(z)$ la poussée due à l'eau.

L'expression de la pression varie selon que l'on soit en butée ou en poussée. En poussée, la pression du sol sur la paroi est égale à la somme des expressions présentées en (4.3).

$$p_a(z) = k_{a\gamma} \times \cos(\delta_a)\, \gamma' z + k_{aq} \times \cos(\delta_a)\, q - k_{ac} \times \cos(\delta_a)\, C + \gamma_w z \tag{4.3}$$

Avec : $k_{a\gamma} \times \cos(\delta_a)$ coefficient de poussée du terrain, γ'le poids volumique déjaugé du terrain (kN/m^3),z la profondeur (m), $k_{aq} \times \cos(\delta_a)$ le coefficient de poussée de la surcharge, q la surcharge (kN/m²), $k_{ac} \times \cos(\delta_a)$ le coefficient de poussée lié à la cohésion C (kN/m²) du terrain, γ_w le poids volumique de l'eau (kN/m^3).

En butée, la pression du sol sur la paroi est égale à la somme des expressions présentées en (4.4).

$$p_d(z) = k_{p\gamma} \times \cos(\delta_p)\, \gamma' z + k_{pq} \times \cos(\delta_p)\, q + k_{pc} \times \cos(\delta_p)\, C + \gamma_w z \tag{4.4}$$

Avec : $k_{p\gamma} \times \cos(\delta_p)$ le coefficient de butée du terrain et $k_{p\gamma} \times \cos(\delta_p)$ le coefficient de butée de la surcharge.

4.2.1 Dimensionnement d'un rideau sans ancrage

Le fonctionnement de ce type d'excavation est simple puisqu'il s'agit, comme pour les murs de soutènement, d'un basculement de la paroi vers l'excavation autour d'un point fixe. Sous l'action de la poussée des terres, la paroi mobilise deux forces : la butée du sol en avant de la paroi et la contre butée du sol en arrière (si la fiche est suffisamment importante). L'action combinée de ces deux sollicitations est équivalente à un appui encastré de la paroi (le pied de paroi est maintenu par deux forces opposées). L'instabilité de la paroi est alors considérée soit comme la conséquence d'une fiche

insuffisante (dans ce cas on aboutit au pivotement de la paroi autour d'un axe située au-dessus du pied de paroi et une rupture du terrain) soit la conséquence d'une inertie de la paroi insuffisante (dans ce cas on aboutit à une rupture structurelle de la paroi). Dans le cas d'un rideau non ancré et en considérant un milieu homogène et pulvérulent, on considère le diagramme présenté sur la figure 4.2.

Les sollicitations mécaniques dans la paroi à la profondeur d, le moment fléchissant M et l'effort tranchant T, se calculent selon les formules présentées respectivement dans les équations 4.5 et 4.6 (cas général avec nappe affleurant au niveau du terrain naturel).

$$M(d) = \int_0^{H+d} p(z)(H + d - z)dz - K_p\gamma\frac{d^3}{6} \tag{4.5}$$

Soit la différence entre le moment généré par la poussée et celui généré par la butée.

$$T(d) = \frac{dM(d)}{dd} = \int_0^{H+d} p(z)dz - K_p\gamma\frac{d^2}{2} \tag{4.6}$$

Pour déterminer la fiche (unique inconnue du problème de stabilité) minimale de la paroi aboutissant à sa stabilité, c'est à dire où les forces de poussée et de butée s'annulent parfaitement, il faut résoudre l'équation $M(f_r)= 0$ avec f_r la fiche réduite telle que présentée sur la figure 4.2.

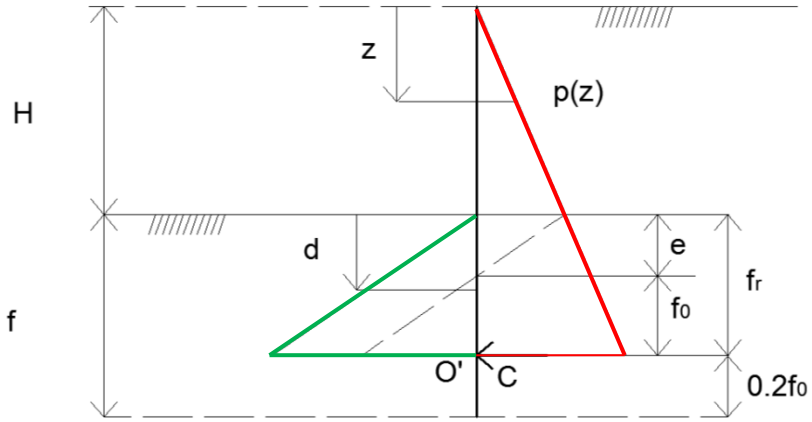


Figure 4.2 Diagramme des efforts s'exerçant sur la paroi (en vert la pression de butée et en rouge la pression de poussée). H : hauteur soutenue, f : fiche, f_0 : fiche minimale sous le point de pression différentielle nulle nécessaire à l'équilibre des moments en pied de l'écran, e : point de pression nulle, fr : fiche réduite, C : contre butée (modifiée d'après Costet et Sanglerat, 1983)

En déterminant la position e du point de pression nulle, c'est à dire le point où la pression générée par la poussée des terres et celle générée par la butée des terres sont égales, on peut en déduire, connaissant f_r, la valeur de f_0 et calculer enfin la fiche totale selon l'expression suivante : $f = e + 1{,}2f_0$. Après avoir réalisé cette vérification de la stabilité générale du soutènement vis-à-vis de la rupture du terrain, il ne reste plus qu'à vérifier la résistance structurelle du rideau.

4.2.2 Dimensionnement d'une paroi avec ancrage

Dans le cas de certains soutènements de grande hauteur, dans des terrains peu cohérents ou en présence d'ouvrages mitoyens limitant les déplacements admissibles, la fiche seule ne suffit pas à assurer la stabilité du soutènement. Il est alors nécessaire d'ajouter un (ou plusieurs) appui supplémentaire (prenant la forme de tirant ou de buton) et qui est mise en place à un (ou plusieurs) niveau de la paroi.

4.2.2.1 Rideau ancré, simplement buté en pied

Il s'agit du cas où la fiche de la paroi n'est pas très importante et nécessite donc la mise en place d'un ancrage pour assurer la stabilité générale du soutènement. Les deux inconnues du problème sont la longueur de la fiche et la force d'ancrage nécessaire. La situation présentée sur la figure 4.3 est considérée.

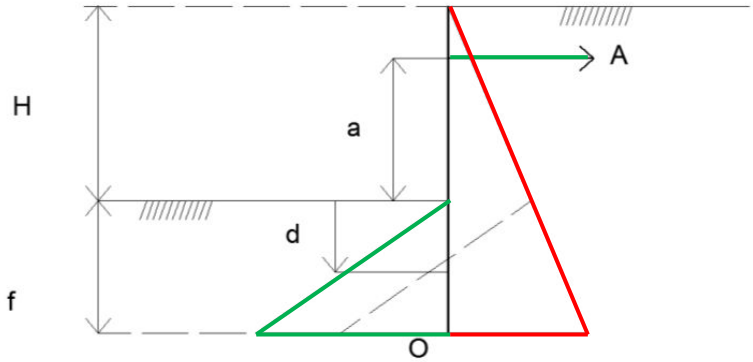


Figure 4.3 Soutènement avec ancrage simplement buté en pied. H : hauteur soutenue, f : fiche, A : force d'ancrage (modifiée d'après Costet et Sanglerat, 1983)

Le moment fléchissant et l'effort tranchant dans la partie en fiche sont exprimés dans l'ensemble d'équations (4.7) et (4.8).

$$M(d) = \int_0^{H+d} p(z)(H + d - z)dz - K_p\gamma\frac{d^3}{6} - A(a + d) \quad (4.7)$$

Différence entre le moment dû à l'action déstabilisante (poussée) et le moment dû aux actions stabilisantes (butée et ancrage).

$$T(d) = -\frac{dM(d)}{dd} = \int_0^{H+d} p(z)dz - K_p\gamma\frac{d^2}{2} - A \quad (4.8)$$

Les inconnues à déterminer pour vérifier la stabilité de l'ouvrage sont la fiche et la force d'ancrage. Celles-ci sont déterminés à partir de la résolution des équations suivantes : T(a)=0 et M(f)=0.
La résistance structurale de l'écran est déterminée en résolvant $T(d_m)=0$ afin d'obtenir d_m et calculer ainsi le moment maximum que subit la paroi : $M_{max}=M(d_m)$.

4.2.2.2 Rideau ancré et encastré en pied

C'est le cas le plus complexe que l'on peut traiter en utilisant la méthode de l'équilibre limite. Dans ce cas, trois paramètres sont inconnus (la fiche, l'effort dans l'ancrage et la force de contre butée) alors que seule deux équations sont disponibles pour la résolution (une équation sur le moment et une équation sur l'effort tranchant). Pour la résolution du problème, il est donc nécessaire d'ajouter une donnée supplémentaire. La méthode usuelle (méthode de la poutre équivalente, Blum, 1931) consiste à faire l'hypothèse d'un appui fictif au point de moment nul, en considérant, que ce point de moment nul coïncide avec le point de pression nulle. L'instabilité se développe par pivotement de la paroi autour du point de fixation de l'ancrage et au niveau de la fiche. Le cas d'un rideau encastré en pied avec un ancrage est présenté sur la figure 4.4.

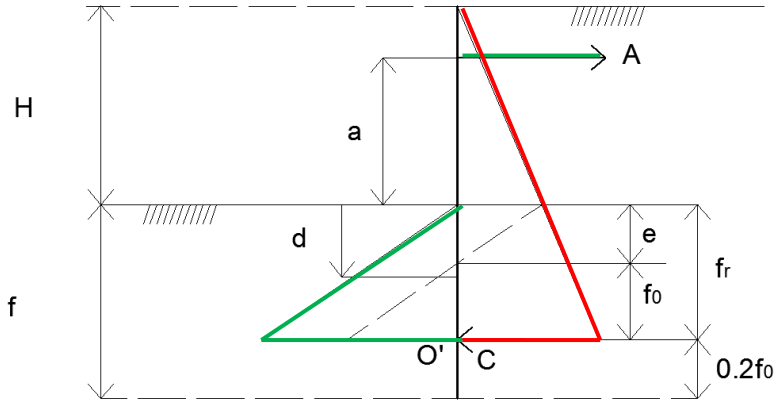


Figure 4.4 Soutènement avec ancrage encastré en pied (d'après Blum, 1931). H : hauteur soutenue, f : fiche, e : point de pression nulle, f_0 : fiche minimale sous le point de pression différentielle nulle nécessaire à l'équilibre des moments en pied de l'écran, fr : fiche réduite, C : contre butée, A : force d'ancrage.

La connaissance de la position du point de moment nul permet donc de simplifier le problème en se ramenant à l'étude de deux tronçons isostatiques assimilables à deux poutres sur appuis juxtaposées (tronçon allant de la tête de paroi jusqu'à la profondeur e et de e jusqu'en pied de paroi). La résolution de l'équilibre en moment de chaque tronçon est faite séparément.

4.2.3 Conclusion

Cette première partie permet de se rendre compte des limites du dimensionnement de soutènement par la méthode de l'équilibre limite. En effet, cette technique est avant tout destinée à des cas simples ou à un prédimensionnement rapide d'ouvrage. Elle ne permet pas de prendre en compte d'interaction sol-structure, ni la présence de discontinuités ou le caractère anisotrope des terrains soutenus. Cette méthode de calcul est néanmoins rendue obligatoire par la norme NF-P94-282 pour la vérification de la stabilité d'écrans autostables ou avec un niveau d'ancrage. Pour les parois présentant un ou plusieurs niveaux d'appuis (buton, tirant), le dimensionnement se fait, dans la majorité des cas, par la méthode au coefficient de réaction. Cette méthode est présentée dans le point suivant de ce chapitre.

4.3 Dimensionnement d'une paroi par la méthode du coefficient de réaction

La méthode de calcul au coefficient de réaction est basée sur la théorie de Winkler (1867). Le principe repose sur le fait que la réaction d'un solide par rapport à un autre correspond à un profil de pression dont l'intensité est directement proportionnelle au déplacement de la surface d'interaction de ces deux solides. En conséquence, l'interaction entre ces deux solides peut être modélisée par une rigidité. En transposant ce concept au domaine des soutènements, cela signifie que la pression horizontale du sol sur la paroi est proportionnelle au déplacement horizontal de cette dernière. Le coefficient de proportionnalité entre ces deux grandeurs est appelé le coefficient de réaction du sol. L'utilisation de cette méthode pour le dimensionnement des soutènements a longtemps été limitée par deux problèmes : la définition du coefficient de réaction qui est, aujourd'hui encore, sujette à débat (Simon, 1995 ; même si une formulation a été retenue pour la norme d'application nationale des Eurocodes pour les écrans de soutènement) et une réalisation aisée des calculs qui n'a été permise que par l'apparition du calcul informatique.

4.3.1 Présentation de la méthode de calcul au coefficient de réaction

L'objectif de cette méthode est de vérifier que la déformée de la paroi est dans un état d'équilibre qui est compatible avec les différents paramètres du problème: rigidité de la paroi, pression exercée par le sol sur la paroi, présence de butons ou de tirants, présence d'une nappe... Dans ce type de calcul, le sol est modélisé comme une succession d'appuis élastiques de raideur k_h qui correspond au coefficient de réaction horizontal du sol. Le phasage des calculs doit correspondre au phasage prévu des travaux afin de réaliser les calculs dans les conditions les plus proches possibles de la réalité. Dans le calcul, la réalisation de la paroi avant excavation est supposée ne pas modifier les contraintes initiales dans le sol et que la déformation initiale de la paroi est nulle. La contrainte horizontale initiale prise en un point s'exprime alors suivant l'équation 4.9.

$$\sigma_0^{'} = K_0 . \sigma_v^{'} \tag{4.9}$$

Avec K_0 le coefficient de poussée des terres au repos
Tant que la contrainte horizontale est supérieure à l'état limite de poussée $p_a$et inférieure à l'état limite de butée p_b, elle est calculée suivant la relation de Winkler (1867) présentée dans l'équation (4.10).

$$\sigma_h^{'} = \sigma_0^{'} + k_h y \tag{4.10}$$

Avec $\sigma_0^{'}$ la pression des terres au repos et y le déplacement horizontal au point considéré.

Le coefficient de réaction horizontal k_h (dimension $M\,L^{-2}T^{-2}$ ou kN/m^3 en unités du système international) n'est pas une caractéristique intrinsèque du sol mais un paramètre calculatoire permettant de relier la pression horizontale du sol au déplacement horizontal de l'écran au même niveau par la relation 4.11 (voir également la figure 4.5).

$$\Delta p = k_h \Delta y \tag{4.11}$$

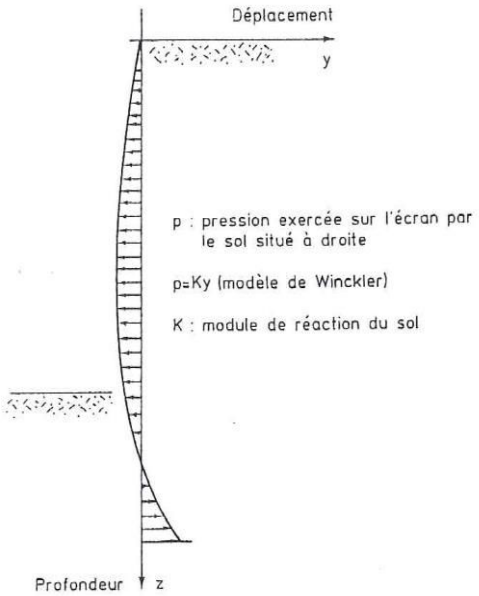


Figure 4.5 Schéma du déplacement de la paroi (Corté, 1979)

Le terrain est assimilé à une succession d'appuis élastiques de raideur k_h.
La méthode de calcul au module de réaction consiste donc à considérer le soutènement comme une poutre sur une succession d'appuis élasto-plastiques. Dans le cas d'une poutre élastique, cette loi d'interaction simple conduit à l'équation différentielle (4.12):

$$EI(z)\frac{d^4y(z)}{dz^4} = p(y,z) \tag{4.12}$$

Cette équation est facilement intégrable numériquement. La méthode de calcul au module de réaction est intégrée dans les logiciels commerciaux d'ingénierie (RIDO, KRea, …) et est ainsi largement utilisée dans les bureaux d'étude.

4.3.2 Détermination du coefficient de réaction horizontal

Le module de réaction dépend en théorie de plusieurs paramètres : des caractéristiques intrinsèques du sol mais également des caractéristiques de la paroi (longueur de la paroi, produit d'inertie EI), de la profondeur et de la présence de tirants ou de butons à la phase de calcul considérée. Il est toutefois supposé indépendant de la pression appliquée sur la paroi et souvent considéré comme étant constant dans une même couche de sol.

La détermination du coefficient de réaction est toujours sujette à débat (Simon, 1995) du fait qu'elle est davantage basée sur le retour d'expérience sur le comportement d'ouvrages déjà réalisés, que sur des théories scientifiques irréfutables (Vezole, 1995).

Les principales méthodes de calcul utilisées pour calculer le coefficient de réaction d'un sol varient fortement, d'un auteur à l'autre et sont présentées dans les paragraphes qui suivent.

4.3.2.1 Méthode de Ménard et Bourdon

La formule qui a longtemps été la plus utilisée, car s'appliquant à tous les cas de figures à l'exception des phases de mise en précontrainte des tirants, est celle établie par L. Ménard et al. (1964) et présentée en (4.13).

$$\frac{1}{k_h} = \frac{1}{E_M}\left[\frac{\alpha.a}{2} + 0.133(9a)^{\alpha}\right] \quad (4.13)$$

Avec :

α le coefficient rhéologique du sol selon Ménard (les valeurs de ce coefficient sont présentées dans le tableau 4.1 pour les sols et 4.2 pour les roches).
a est la hauteur sur laquelle le sol est sollicité en butée par l'ouvrage et que Ménard évalue forfaitairement à 2/3 de la fiche du rideau.
E_M est le module pressiométrique exprimé en MPa.

Tableau 4.1 Valeur du coefficient rhéologique suivant le type de sol

Type	Tourbe	Argile		Limon		Sable		Gravier	
	α	EM/pl	α	EM/pl	α	EM/pl	α	EM/pl	α
Surconsolidé ou très serré	-	>16	1	>14	2/3	>14	½	>14	1/3
Normalement consolidé ou normalement serré	1	9-16	2/3	8-14	½	8-14	1/3	8-14	¼
Sousconsolidé altéré et remanié ou lâche	-	7-9	½	5-8	½	5-8	1/3	-	-

Tableau 4.2 Valeur du coefficient rhéologique pour les roches

Rocher	
Type	α
Très peu fracturé	2/3
Normal	1/2
Très fracturé	1/3
Très altéré	2/3

4.3.2.2 Méthode de Balay

L'expérience acquise au fur et mesure de la réalisation de soutènements a permis d'affiner la formulation de Ménard afin de mieux correspondre aux observations des ouvrages réels. La formulation proposé par Balay (1984) est la même que celle de Ménard mais le paramètre *a* devient variable (voir la figure 4.6) et l'on considère le module pressiométrique moyen sur la longueur *a*.

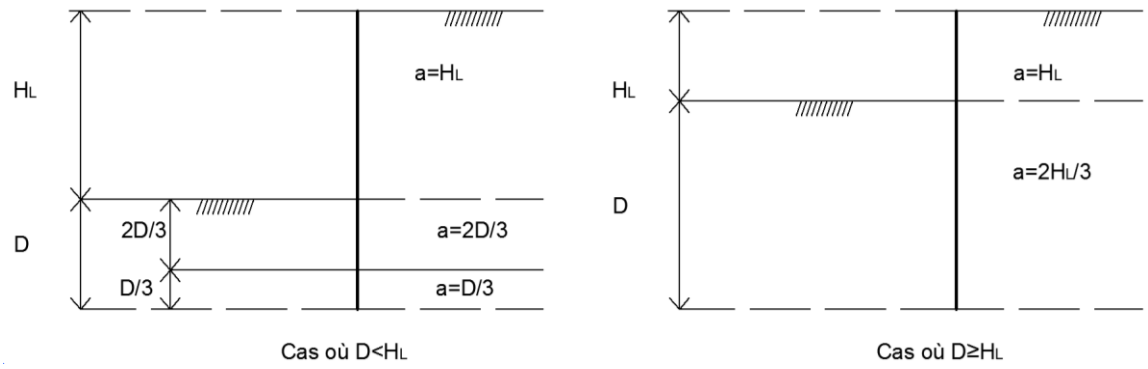


Figure 4.6 Valeur du paramètre a en fonction de la géométrie du problème (Philipponat, 1979)

4.3.2.3 Méthode de Schmitt

Schmitt (1995) a démontré, pour des valeurs du paramètre *a* supérieures à 2 m, que la formule de Ménard est quasiment équivalente à la relation (4.14):

$$k_h = \frac{1.2E_M}{\alpha a} \tag{4.14}$$

Le suivi d'ouvrages réels a permis à Schmitt de formuler une expression de *a* reliée aux caractéristiques de la paroi et définie comme présenté en (4.15).

$$a = \min[\frac{2}{3} fiche\ ;\ 1{,}7\left(EI\frac{\alpha}{E_M}\right)^{0{,}33}] \tag{4.15}$$

Le calcul du coefficient de réaction dans le cas général s'effectuant avec la formule (4.16).

$$k_h = 2{,}1\frac{(E_M/\alpha)^{\frac{4}{3}}}{(EI)^{\frac{1}{3}}} \tag{4.16}$$

Avec EI le produit d'inertie de l'ouvrage de soutènement.

Cette formulation pour déterminer le coefficient de réaction du terrain présente l'intérêt de prendre en compte l'inertie de la paroi dans le calcul (via le terme EI). La prise en compte de l'inertie de la paroi dans le calcul est en effet considérée comme étant indispensable par certains auteurs (Dhouib, 1995). Cette formulation est celle qui a été retenue dans les règlements européens, notamment l'Eurocode 7 désormais d'application pour le calcul des soutènements avec un ajustement qui fait passer le coefficient 2.1 (de l'expression 4.16) à 2.

4.3.2.4 Méthode de Chadeisson

Une méthode alternative pour calculer le module de réaction du sol a été proposé par Chadeisson dans les années 1970 et est utilisée depuis par les professionnels. Cette formulation, qui s'applique principalement aux soutènements réalisés en paroi moulée, s'affranchit de l'utilisation de la fiche et est reliée uniquement aux paramètres du critère de Mohr-Coulomb que sont la cohésion et l'angle de frottement en conditions drainées notées respectivement C' et φ'. La formulation de Chadeisson se présente sous la forme d'un abaque (figure 4.7) et est basée sur les retours d'expériences de différents

chantiers instrumentés. Cet abaque a été publié par Monnet (Monnet, 1994) qui en a proposé une formulation analytique présentée au travers de l'équation (4.17).

$$k_h = \left(1 - \frac{K_0}{K_p}\right)\left[\frac{120}{11} EI.\left(\frac{K_p \gamma}{u_{\phi p}}\right)^4\right]^{\frac{1}{5}} + \frac{C_p C' th(\frac{C'}{C_0})}{u_{cP}} \quad (4.17)$$

Avec :
γ : Poids spécifique du sol.
K_p : Coefficient de butée
K_0 : Coefficient des terres au repos
$u_{\phi p}$: Déplacement caractéristique lié à l'angle de frottement interne du côté de la poussée.
u_{cP} : Déplacement caractéristique lié à la cohésion du côté de la poussée.
C' : Cohésion drainée
C_p : Terme de cohésion
C_0 : Cohésion de référence

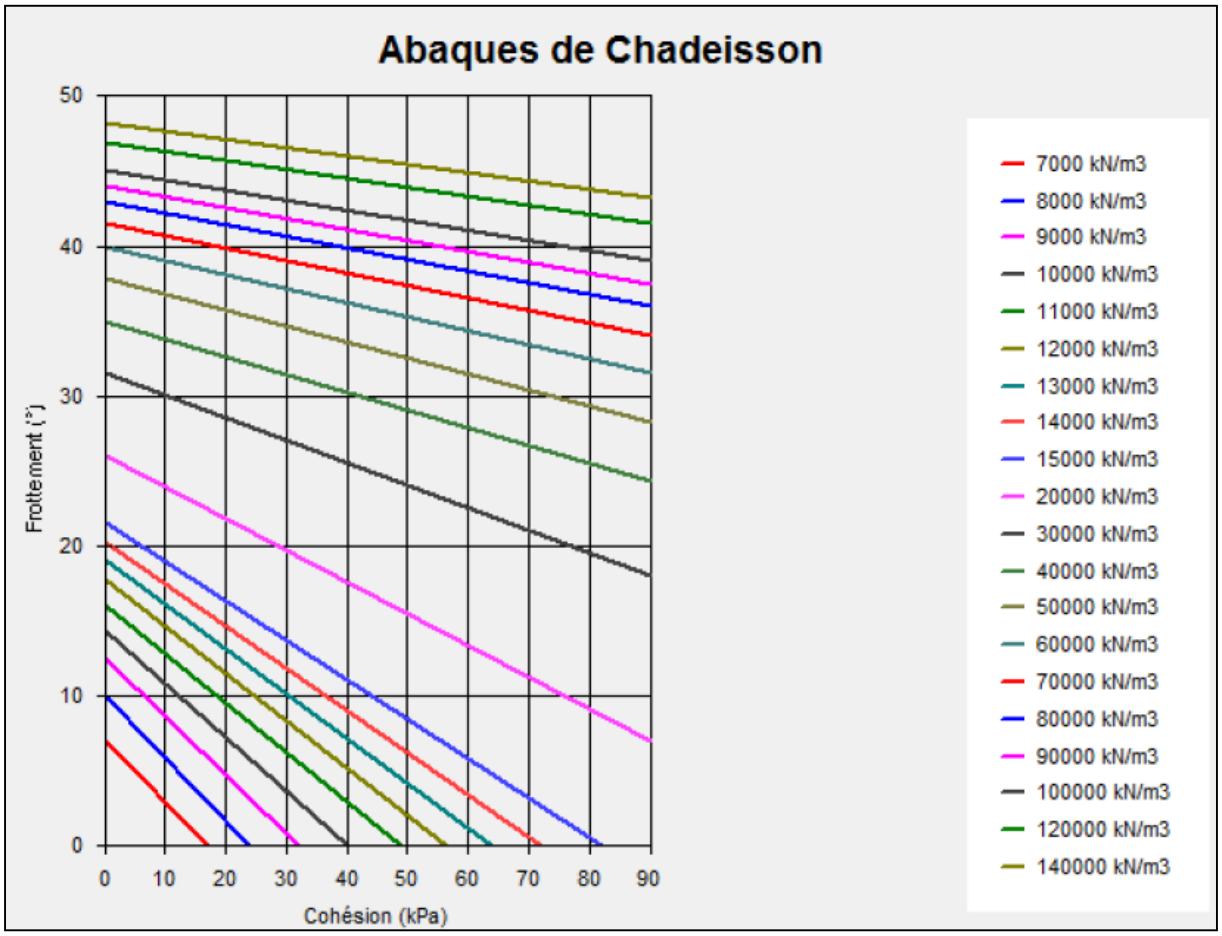


Figure 4.7 Abaques de Chadeisson (tiré du manuel d'utilisation de K-Rea)

4.3.2.5 Conclusion

Cette partie a permis de présenter les différentes méthodes disponibles pour calculer le coefficient de réaction d'une couche de terrain. Pour un même terrain, l'utilisation de l'une ou l'autre de ces

méthodes conduit à des valeurs du coefficient de réaction très variables. De plus, la limitation de l'utilisation de cette méthode pour des terrains anisotropes, tels que les schistes du Briovérien, apparaît clairement puisqu'elle ne permet pas de prendre en compte une éventuelle anisotropie du terrain. Le calcul au coefficient de réaction demeure néanmoins la méthode la plus couramment utilisée en France. Les dimensionnements réalisés avec cette méthode se sont révélés être fiables dans la mesure où aucun incident majeur n'a été observé sur des chantiers de soutènement qui soit imputable au principe du calcul en lui-même. Toutefois, depuis maintenant plusieurs années le calcul de soutènements par la méthode des éléments finis se développe particulièrement pour les projets complexes ou à risques importants et pour lesquels une modélisation par la méthode du coefficient de réaction ne permettrait pas de prendre en compte tous les éléments influents du projet. En effet, la modélisation aux éléments finis permet (notamment en 3D) de se rapprocher au plus près des conditions réelles du projet (géométrie, conditions limites, modèles de sol utilisés variés...). Le calcul de soutènements par la méthode des éléments finis est donc aborder dans la dernière partie de ce chapitre.

4.4 Dimensionnement de soutènements par la méthode des éléments finis

Les premiers travaux sur l'utilisation de la méthode des éléments finis pour le calcul géotechnique et plus précisément pour les soutènements, datent du début des années 1970 (Clough et Duncan, 1971). Toutefois, leur utilisation de manière plus intensive dans les bureaux d'études pour le calcul de soutènements n'a vraiment débuté que dans les années 1990 avec le développement de l'informatique et de la puissance de calcul des ordinateurs nécessaire à l'utilisation de la méthode des éléments finis. Le recours à cette méthode pour le dimensionnement de parois de soutènement dans les projets classiques reste toutefois limitée dans la mesure où la méthode au coefficient de réaction lui est souvent privilégiée du fait de sa plus grande simplicité d'utilisation (moins de données nécessaires, modélisation plus rapide...). Néanmoins, pour les projets plus complexes la méthode aux éléments finis permet une modélisation plus fine du problème que la méthode au coefficient de réaction. Dans cette partie, les points importants d'une modélisation éléments finis sont tout d'abord présentés avant de poursuivre avec le modèle de comportement du sol le plus couramment utilisé.

4.4.1 Points clés de la modélisation éléments finis

A l'inverse de la méthode au coefficient de réaction où la géométrie du problème n'est pas rigoureusement prise en compte, à l'exception éventuellement de celle de l'écran via le coefficient de réaction, la modélisation éléments finis permet de la prendre en compte (géométrie complète pour une modélisation 3D, calcul en déformations planes dans le cas d'une modélisation 2D).

- **Type de calcul**

L'hypothèse la plus fréquente pour le calcul de soutènement en 2D par la méthode des éléments finis est de réaliser le calcul en déformations planes. Cette hypothèse est généralement admise car elle va dans le sens de la sécurité. En effet, on ne tient pas compte de cette façon de l'effet stabilisateur des angles de la fouille. Les résultats obtenus en déformations planes seront représentatifs de ce que l'on pourra observer loin des angles de la fouille tandis que les sollicitations de la paroi au niveau de ces angles seront surestimées (dans le cas d'un milieu continu). Ce phénomène a été observé par exemple

par Ou et al. (1996) qui a comparé pour différentes dimensions de fouilles les résultats obtenus en déformations planes et en 3D.

- **Type d'éléments**

Les types d'éléments utilisés pour le calcul peuvent avoir une influence sur les résultats obtenus tant en termes de précision que de pertinence. Quelques exemples d'éléments classiquement utilisés dans le cas de calculs éléments finis en déformations planes sont présentés sur la figure 4.8.

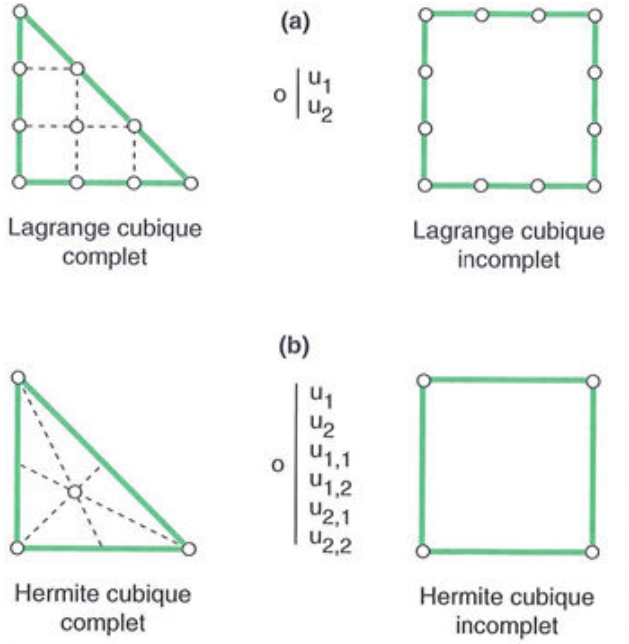


Figure 4.8 Eléments de type Lagrange (déplacements) et de type Hermite (déplacements et rotations), d'après Monet, 2013.

Le logiciel PLAXIS 2D a recours à des éléments de type Lagrange à 6 ou 15 nœuds tandis que le logiciel CESAR autorise l'utilisation d'éléments Lagrange à 3 ou 6 nœuds ou d'éléments de type Hermite à 4 ou 8 nœuds.

- **Dimensions du modèle**

La question de la définition de la taille du modèle, c'est à dire sa largeur et sa hauteur, est un point de la modélisation à ne pas négliger. En effet, les dimensions du modèle par rapport à la taille du soutènement et de l'excavation peuvent avoir une influence importante sur les résultats obtenus tant en termes de contraintes que de déformations (Burland et al., 1979 ; Arafati, 1996) mais également sur le temps de calcul nécessaire.
De nombreuses études paramétriques ont déjà été menées pour tenter de déterminer les rapports idéaux hauteur de modèle sur hauteur de fouille et largeur de modèle sur largeur de fouille. Delattre (1999) présente une synthèse de ces études, et préconise des rapports largeur modèle sur largeur fouille et hauteur modèle sur hauteur fouille compris pour la plupart entre 2 et 4. Néanmoins, dans le cas où les couches de terrains modélisées présentent une faible rigidité, il peut être nécessaire de diminuer la hauteur du modèle ou de modéliser des couches de terrain plus rigides en profondeur (Le Cor et al., 2014). Dans le cas contraire un soulèvement du fond de fouille proportionnel à l'épaisseur de terrain modélisée sera observé.

- **Le maillage**

La densité du maillage influe directement sur la durée des calculs (à taille de modèle égale plus la densité du maillage sera importante et plus le calcul sera long) et sur leur précision (Delattre, 2004 ; une densité de maillage plus importante permettra d'avoir une meilleure précision sur le calcul). Dans la pratique courante du calcul éléments finis, le maillage d'éléments est affiné autour de la zone à excaver afin d'obtenir une meilleure précision des résultats tandis que l'on applique un maillage plus lâche sur les zones moins impactées par la réalisation de l'excavation afin d'optimiser le temps de calcul. Cette optimisation du maillage en fonction des zones impactées par la réalisation du soutènement sera d'autant plus importante en 3D où les temps de calculs peuvent être longs.

- **Les conditions aux limites**

Les conditions aux limites du modèle doivent être définies pour qu'elles ne perturbent pas le comportement du terrain au niveau de la fouille ainsi que de la paroi. Différentes conditions peuvent être imposées aux limites du modèle (conditions sur les déplacements ou les rotations des nœuds, sur les chargements appliqués) et doivent être choisies afin de modéliser de manière pertinente le problème étudié.

- **Modélisation de la paroi de soutènement**

Lorsqu'une modélisation aux éléments finis est utilisée dans le but de dimensionner une paroi, celle-ci peut être modélisée de deux manières différentes : soit avec des éléments de terrain (modélisé donc comme une couche de terrain) soit avec des éléments poutres. Dans les deux cas, étant donné que le matériau utilisé dans la construction de la paroi (béton armé, acier) possède des propriétés mécaniques souvent très supérieures au terrain soutenu, son comportement est modélisé par une loi élastique linéaire (la paroi devant être dimensionnée pour reprendre les efforts qui lui sont appliqués tout en demeurant élastique, on ne cherche pas obtenir de rupture dans cet élément). Le choix entre les deux manières de modéliser une paroi aura un impact sur les résultats obtenus (Day et Potts, 1993).
La modélisation d'une paroi avec des éléments de terrain est davantage adaptée au cas de parois épaisses (par exemple les parois moulées) puisque dans ces conditions elle décrit mieux la géométrie de la structure. Les éléments poutres sont quant à eux plus adaptés aux parois fines (par exemple, les rideaux de palplanches). Notons cependant qu'il ne s'agit pas réellement de poutre car la 3ème dimension est très importante contrairement aux poutres…
L'utilisation d'éléments poutres est néanmoins intéressante dans le cadre d'un dimensionnement de paroi car elle permet le calcul direct des sollicitations de la paroi (efforts tranchant, moments) qui doivent être calculées à partir des contraintes dans le cas d'éléments de terrain. Ces sollicitations sont nécessaires pour pouvoir par la suite effectuer le dimensionnement structurel de la paroi : section de béton armé, type de profilé métallique et nuance d'acier...

- **Modélisation de l'interface terrain/paroi**

La modélisation des éléments d'interface entre le terrain soutenu et la paroi est un point crucial dans la résolution de problèmes utilisant la méthode des éléments finis (Arafati, 1996). Dans une modélisation éléments finis, et en l'absence de définition d'éléments d'interface, il ne peut pas se produire de déplacement relatif au niveau d'un nœud selon que l'on se positionne du côté du terrain ou de la paroi. Cela implique que le mouvement de la paroi suit, en tout point, le mouvement du sol. Hors dans les cas réels, des déplacements différentiels entre la paroi et le terrain peuvent être observés (par exemple

un décollement de la paroi en tête dans le cas de terrains cohérents, Delattre, 2004). La mise en place d'éléments d'interface permet de s'affranchir de ce problème. En effet, ces éléments autorisent un déplacement relatif entre deux nœuds initialement confondus. De plus un critère de rupture élastoplastique, dont les caractéristiques sont souvent inférieures à celles du terrain modélisé, peut être associé à ces éléments (une résistance à la traction peut également être définie) permettant un déplacement du sol indépendant de la paroi au niveau de l'interface. L'absence de ces éléments dans la modélisation aboutira dans la majorité des cas à des sollicitations de la paroi éloignées des comportements généralement admis (Arafati 1996 ; Frih et al. 2002 ; Delattre, 2004).

- **Autre éléments influents**

Différents auteurs (Arafati, 1996 ; Kazmierczak 1996 ; Marten, 2005) ont mis en évidence l'influence d'autres paramètres de modélisations sur les résultats obtenus, parmi lesquels la prise en compte des étapes de mise en place de la paroi (qui peuvent avoir des conséquences sur l'état de contrainte du sol autour de la paroi), la modélisation des appuis tels que les butons ou les tirants et enfin le respect du phasage des terrassements (terrassement en plusieurs passes ou en une seule).

Un nombre important de paramètres, indépendant du modèle de terrain utilisé, influe donc sur les résultats obtenus. Dans le point suivant, le type de modèle de terrain le plus couramment utilisé est présenté.

4.4.2 Modèle de terrain élastoplastique parfait avec critère de plasticité Mohr-Coulomb

Les lois de comportement purement élastiques sont rarement utilisées pour décrire le comportement des terrains et restent limitées à l'ouvrage de soutènement. Du fait de résistances mécaniques généralement très inférieures à celles de l'ouvrage de soutènement, la plastification interviendra dans le terrain en premier lieu. En effet, la plastification du terrain, du moins localement, peut être acceptable ce qui ne sera jamais le cas dans un ouvrage de soutènement qui doit rester dans le domaine élastique en tout point en phase de service.
Dans la majorité des problèmes de soutènement traités en ingénierie, les lois de comportement adoptées pour modéliser les terrains sont de type élastoplastique linéaire. Le critère de Mohr-Coulomb, présenté dans la relation (4.18), constitue un des critères de plasticité les plus simples et le plus couramment utilisé dans les problématiques liées aux soutènements.

$$\tau = C + \sigma_n tan\varphi \tag{4.18}$$

Avec : τ contrainte de cisaillement, C la cohésion du terrain, σ_n la contrainte normale et φ l'angle de frottement du terrain.

Ce type de critère ne permet pas de prendre en compte une quelconque anisotropie du terrain qui est donc supposé isotrope.

Dans le cas de terrains anisotropes, tels que les schistes du Briovérien, dont l'anisotropie est liée à la schistosité et/ou à la fracturation, l'utilisation d'un critère de Mohr Coulomb est insuffisante puisqu'il ne permet pas de prendre en compte les plans de rupture privilégiés liés à l'anisotropie. Des modèles de terrain prenant en compte une orientation du critère de plasticité existent et seront abordés dans le chapitre 2.

4.4.3 Conclusion sur la modélisation par éléments finis

L'utilisation de modélisations éléments finis permet une étude plus fine qu'un calcul au coefficient de réaction. En effet, elles permettent de ne pas se limiter uniquement aux sollicitations de la paroi (comme c'est le cas pour le calcul au coefficient de réaction) mais de considérer également le comportement du terrain autour de celle-ci (aussi bien côté excavé que côté soutenu). La plus grande variété de modèles de terrains disponibles ainsi que la prise en compte de la géométrie du problème rendent ce type de calcul intéressant pour le dimensionnement de parois pour des projets complexes. Toutefois, l'utilisation de modèles éléments finis nécessite, le plus souvent, un plus grand nombre de paramètres d'entrée et un temps de mise en œuvre plus important qu'un calcul au coefficient de réaction. De plus, l'utilisation de conditions aux limites, de modèles de terrain inadaptés ou une mauvaise modélisation de l'interface sol/paroi peuvent conduire à des résultats contradictoires avec les observations d'ouvrages réels. Ce type de modélisation reste donc, à l'heure actuelle, limitée aux projets pour lesquels un simple calcul au coefficient de réaction ne permet pas de représenter de manière satisfaisante leur complexité.

5. Conclusion

Ce chapitre, à visée introductive, a permis de dessiner le cadre général dans lequel s'inscrit cette thèse. Les origines géologiques des schistes du Briovérien ont été présentées dans un premier temps. Leur caractère sédimentaire (roche détritique terrigène) a été mis en avant tout comme le métamorphisme de type schiste vert qu'ils ont subi. La variabilité des sédiments rencontrés au sein des formations du Briovérien constitue un premier élément d'explication à la variété de faciès qui peuvent être observés. La déformation subie par ces sédiments, même si elle reste faible dans l'ensemble, n'a pas été de même intensité sur l'ensemble de la formation. Ces différents éléments justifient la nécessité d'une caractérisation multi-échelles du matériau depuis l'échelle microscopique jusqu'à l'échelle macroscopique qui sera présenté dans les chapitres 3, 4 et 5 du présent mémoire.
La variété des faciès rencontrés justifie également la variété des techniques de soutènements susceptibles d'être employées dans ces terrains. Une présentation rapide de ces techniques a donc été faite dans ce chapitre avec d'un côté les ouvrages de soutènement discontinus (paroi berlinoise, paroi de pieux distants) adaptés aux faciès de terrain les plus cohérents et de l'autre les soutènements continus (paroi de pieux sécants et paroi moulée) mieux adaptés à des faciès fortement fracturés et/ou altérés.
Enfin, ce chapitre a permis de présenter les différentes méthodes pouvant être utilisées pour dimensionner des ouvrages de soutènement, de la plus simple (méthode de l'équilibre limite) à la plus évoluée (méthodes aux éléments finis) en passant par la plus utilisée à l'heure actuelle en France (méthode au coefficient de réaction). D'autres techniques de calcul, qui n'ont pas été présentées dans ce chapitre, existent (Jing et Hudson, 2002), telle que la méthode aux différences finies (logiciels FLAC ou UDEC) mais leur utilisation pour la modélisation de problèmes de soutènement reste limitée. Dans le cas de projets réalisés au sein de massifs de terrains fortement anisotropes, telles que les formations du Briovérien, l'utilisation de la méthode aux éléments finis, en ayant recours à des modèles de terrains appropriés, peut permettre de prendre en compte des plans de plasticité privilégiés (schistosité, discontinuités, fractures) dans le comportement du sol et donc leurs conséquences sur l'ouvrage de soutènement en termes de sollicitations. Ce sujet est traité au sein du second chapitre du présent manuscrit.

Chapitre 2 : Évaluation de l'impact de l'anisotropie sur le comportement des ouvrages de soutènement

1. Introduction

Dans le chapitre précédent, les principales sources d'anisotropie des schistes du Briovérien ont été présentées: les différents sédiments initialement déposés en couches horizontales (aujourd'hui basculées), la schistosité qui s'accompagne souvent d'une fracturation dans la même direction et l'altération du matériau qui va s'opérer verticalement (diminution avec la profondeur) mais également horizontalement comme cela peut être observé sur les photos ci-dessous (figure 1.1) prises sur un chantier avenue Henri Fréville à Rennes.

Figure 1.1 Différents degrés d'altération au sein d'une même fouille : (a) schistes rocheux peu altérés, (b) schistes moyennement altérés, (c) schistes fortement altérés

L'objectif de ce chapitre est, dans un premier temps, de présenter les conséquences *in situ* sur des ouvrages de soutènement de cette anisotropie des schistes du Briovérien et qui justifie donc la nécessité d'une meilleure connaissance de ces terrains. Dans un second temps, l'impact de

l'anisotropie sur le soutènement est quantifié en termes de déplacements, de moments de flexion ou de plastification du terrain à partir de modélisations en éléments finis introduisant une orientation privilégiée du critère de plasticité du terrain. Les résultats obtenus pour un modèle simple (soutènement continu en console dans un sol monocouche sans nappe phréatique) sont comparés et discutés.

2. Conséquences visibles de l'anisotropie et de l'hétérogénéité des terrains du Briovérien sur les écrans de soutènement

Du fait de la forte anisotropie des schistes briovériens, les bureaux d'études géotechniques sont parfois amenés à fournir des paramètres mécaniques très faibles pour ces terrains (dans le but d'être sécuritaire en termes de dimensionnement de la paroi de soutènement). Néanmoins, des comportements anormaux ont pu être observés sur des parois de soutènements réalisés dans ces terrains (sur des ouvrages de la ligne a du métro de Rennes) : déplacements et efforts dans des appuis provisoires de type tirants plus importants que ceux calculés. Ces observations tendent à montrer que la méthodologie employée n'est pas totalement adaptée pour dimensionner un soutènement dans les terrains du Briovérien.

2.1 Difficultés lors de la réalisation du soutènement

Les difficultés rencontrées lors de cette phase sont liées au forage des éléments du soutènement. Elles peuvent être également rencontrées lors de la réalisation de fondations profondes de type pieux.

- Refus de forage

Le problème le plus contraignant, qui peut être observé lors de la réalisation de soutènements de grande hauteur, et donc des profondeurs de forage importantes, est le refus de forage lorsque les terrains rencontrés se révèlent trop dur. Le passage au travers de ces couches nécessite alors soit l'utilisation de machines de forage plus puissantes, soit un changement de l'outil de forage (marteau fond de trou, trépan, tarière rocher). Ces problèmes peuvent s'avérer très pénalisant en termes de temps et de coût pour l'entreprise réalisant les travaux (diminution de la cadence de forage) s'ils n'ont pas été préalablement identifiés.

- Déviation de l'outil de forage

Du fait de l'orientation des plans de schistosité, mais aussi de la rigidité de l'outil de forage (souplesse induite par les raccords entre les différentes parties d'outils), ce dernier peut dévier en suivant les plans de schistosité. Ce problème sera potentiellement aggravé si la hauteur du soutènement est importante. Deux types de déviation peuvent se produire, soit dans le plan du soutènement (exemple en figure 2.1) soit perpendiculairement (figure 2.2).

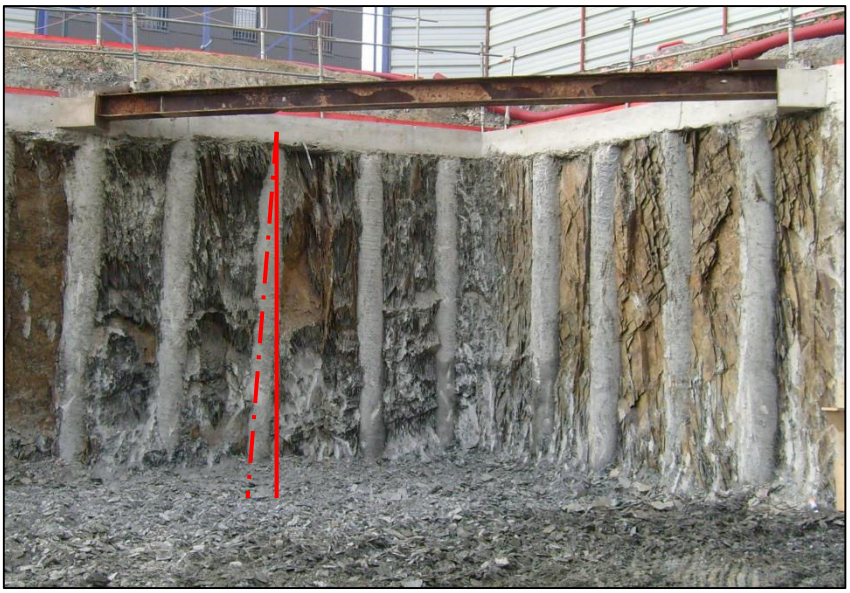


Figure 2.1. Déviation d'un pieu dans le plan d'une paroi de pieux distants (source : Groupe Dacquin). Chantier Siège Archipel Habitat, 2011 (sud de Rennes)

Figure 2.2. Déviation perpendiculairement à la paroi et orienté vers l'extérieur de la fouille (source : Groupe Dacquin). Chantier Siège Archipel Habitat, 2011 (sud de Rennes)

Ce dernier cas peut être particulièrement problématique si la déviation se fait vers l'intérieur de la fouille et empiète ainsi sur le futur emplacement du bâtiment (nécessité de raboter le pieu, de justifier la section de béton armé rabotée...).
La conséquence additionnelle de ces déviations va être une modification de l'état de contrainte dans l'élément structurel, qui sortira potentiellement de sa zone de fonctionnement normal, et pourra donc présenter des niveaux de déformation incompatibles avec le projet voir des risques de rupture structurelle.

2.2 Difficultés lors des terrassements

Les difficultés rencontrées lors des phases de terrassement peuvent être de nature variées et sont des conséquences d'une moins bonne tenue des schistes briovériens que celle anticipée durant la phase de conception de l'ouvrage de soutènement.

- Déplacements anormaux de la paroi

Le problème le plus couramment rencontré durant cette phase est un déplacement général de la paroi plus important que celui calculé. Ce problème est dû à une mauvaise estimation des poussées du terrain sur la paroi que ce soit côté soutenu (poussée active) ou côté excavé (poussée passive).
Des déplacements plus importants ne sont pas obligatoirement critiques vis-à-vis de la stabilité de l'écran, toutefois, dans un contexte de fouille urbaine, ils peuvent engendrer des désordres inacceptable sur les ouvrages avoisinants (les déplacements horizontaux de la paroi pouvant être associés à des tassements verticaux des terrains derrière celle-ci).
Ces déplacements anormaux s'accompagnent le plus souvent de sollicitations mécaniques dans la paroi plus importantes que celles estimées lors de la phase de dimensionnement bien que cela ne soit pas directement mesurable sur l'écran (sauf cas particulier où les cages d'armatures peuvent être équipées d'extensomètres pour en mesurer les déformations). Des conséquences de ces contraintes supplémentaires peuvent néanmoins être vues sur la paroi si elles sont très supérieures à celles estimées pour le dimensionnement de l'ouvrage (travail de la paroi en dehors du domaine d'élasticité pouvant se traduire par de la fissuration).

- Eboulements

La problématique des éboulements de terrain va être principalement rencontrée dans le cas de soutènement discontinu de type paroi berlinoise ou paroi lutécienne (ces problèmes pouvant survenir également pendant le forage d'éléments d'écrans continu comme les parois moulées mais sont plus difficilement observables). L'éboulement intervient entre les éléments verticaux de l'écran (pieux ou profilés métalliques comme présenté en figure 2.3) durant le terrassement et avant la mise en place d'un éventuel blindage (béton projeté ou planches bois). Dans ces conditions cela constitue un risque pour les compagnons travaillant à l'intérieur de la fouille qui risquent donc d'être touchés par les blocs qui se détachent.

Ces éboulements ont également des conséquences financières puisque le vide ainsi créé devra être comblé par le blindage ce qui entrainera une surconsommation de béton dans le cas d'un blindage en béton projeté.

Figure 2.3 Eboulement de terrain entre les profilés d'une paroi berlinoise (source : Groupe Dacquin), Chantier Le Florilège, 2012 (Rennes)

- Efforts supplémentaires dans les appuis provisoires

Les efforts supplémentaires dans les appuis provisoires (tirants, butons) sont une conséquence directe et mesurable d'une sollicitation plus importante de l'écran de soutènement par le terrain. Les butons se révèlent toutefois moins sensibles que les tirants aux aléas du terrain dans la mesure où ils ne se trouvent pas en contact direct avec lui. En effet, les tirants peuvent subir les effets combinés de poussées plus importantes sur l'écran et de défauts au niveau du scellement du tirant. Les frottements mobilisés peuvent alors se révéler inférieurs à ceux anticipés (peuvent être mis en cause un degré d'altération ou de fracturation important du matériau) aboutissant à une désolidarisation du scellement du terrain.
Sur le chantier de la première ligne du métro de Rennes, des efforts dans les tirants 2 à 3 fois plus élevés que ceux prévus par le calcul de dimensionnement ont été relevés sur certains ouvrages de soutènement. Les études géotechniques menées ultérieurement pour comprendre le phénomène ont conclu à un rôle défavorable du pendage des schistes combiné à la présence de poches d'altération à l'arrière de l'écran qui se sont révélées fortement sensibles à l'eau.

2.3 Conclusion

L'ensemble des problèmes exposés dans ce début de chapitre permettent de mieux cerner les problèmes induits sur les ouvrages de soutènement par la variabilité et l'anisotropie associée à la schistosité des terrains du Briovérien. Ces problèmes récurrents ont justifié le besoin de mieux caractériser le comportement des schistes du Briovérien et d'évaluer l'impact de l'anisotropie d'un sol sur le comportement d'un écran de soutènement. Cette évaluation passe par l'utilisation de la méthode des éléments finis afin de modéliser un problème simple de soutènement dans un terrain présentant une anisotropie identifiée.

3. Modélisations éléments finis d'un terrain anisotrope soutenu

3.1 Introduction

Si la modélisation par éléments finis est un outil couramment utilisé en géotechnique et en mécanique des roches (Jing et Hudson, 2002), elle reste, pour le cas particulier des soutènements, limitée aux projets de grande ampleur, de géométries complexes ou aux projets de recherche (Kazmierczak, 1996 ; Bourgeois et al., 2004 ; Marten, 2005). En effet, ce type de modélisation nécessite davantage de temps qu'un calcul élastoplastique au coefficient de réaction et bien souvent davantage de paramètres géotechniques pour modéliser les terrains soutenus. Elle est donc peu utilisée pour les dimensionnements de soutènement dans le cadre de projets courants.
La possibilité d'utiliser des modèles de terrain avec critère de plasticité orienté, a constitué le principal intérêt pour l'utilisation de la modélisation par éléments finis afin d'évaluer l'impact de l'anisotropie des terrains sur le comportement d'un écran de soutènement. Pour cela deux logiciels commerciaux ont été utilisés : PLAXIS 2D © et CESAR-LCPC©. Les études menées avec PLAXIS sont présentées dans un premier temps et celles menées avec CESAR dans un second temps. Ce chapitre se conclut sur la comparaison des résultats obtenus avec ces deux logiciels.

3.2 Étude d'un soutènement autostable dans un terrain monocouche avec le logiciel PLAXIS 2D ©

Le cas d'un soutènement autostable dans un terrain monocouche est étudié. Le calcul est réalisé en déformations planes. Aucune nappe phréatique n'est définie dans la modélisation. La hauteur de terrain soutenue est de 5 m et l'écran considéré est une paroi moulée d'épaisseur 50 cm (figure 3.1). Le terrain en amont et en aval de la paroi est horizontal. Cette géométrie simple vise à limiter au maximum le nombre de paramètres influant le comportement de l'ouvrage (appuis provisoires, couches de terrain de caractéristiques différentes, poussées hydrostatiques). Dans une première partie, la modélisation du problème est menée en considérant un comportement isotrope du terrain soutenu. Les résultats obtenus constituent une référence et sont comparés à ceux obtenus en considérant un terrain anisotrope. Pour ce dernier cas, un modèle utilisant un critère de plasticité orienté associé à une anisotropie élastique est utilisé.

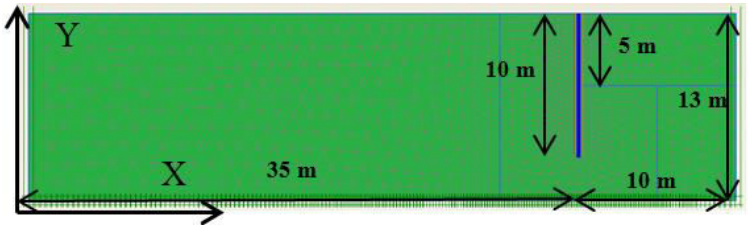


Figure 3.1. Géométrie du problème considéré.

Le calcul est divisé en trois phases successives qui sont détaillées ci-après :

- Phase 1 : Initialisation des contraintes dans le terrain sans l'écran (coefficient de poussée des terres au repos $K_0 = 0,5$ d'après la formule de Jacky).

- Phase 2 : Mise en place de l'écran et de l'interface associée et remise à zéro des déplacements.

- Phase 3 : Excavation du terrain du côté de la fouille en une seule passe (cette manière de procéder n'est pas réaliste d'un point de vue technique mais permet de limiter la durée de calcul).

Ce phasage est conservé pour l'ensemble des calculs menés.

3.2.1 Calage des paramètres mécaniques pour le modèle de terrain isotrope et la paroi

- Le terrain

Un modèle élastique isotrope parfaitement plastique avec un critère de Mohr-Coulomb est utilisé pour représenter le comportement du terrain. Les paramètres élastiques sont le module d'Young E et le coefficient de Poisson ν. Les paramètres de plasticité correspondant au critère de Mohr-Coulomb sont la cohésion C', l'angle de frottement φ' et l'angle de dilatance ψ.
Après considération de différentes études géotechniques disponibles sur le bassin rennais, la valeur de γ_{unsat} a été prise égale à 20 kN/m^3 ce qui correspond à une valeur intermédiaire par rapport aux données géotechniques disponibles et est cohérent avec les mesures effectuées sur différents prélèvements effectués à Rennes.
Le module d'Young est un paramètre rarement mesuré dans les études géotechniques classiques. En revanche, les modules pressiométriques E_M sont couramment déterminés grâce aux essais du même nom. Combarieu (2006) a proposé la relation 3.1 pour relier les deux modules.

$$E = k.\frac{E_M}{\alpha} \tag{3.1}$$

Avec: k coefficient correctif dépendant du terrain, E_M le module pressiométrique du sol et α le coefficient rhéologique du terrain (les valeurs utilisées pour un terrain rocheux sont rappelées dans le tableau 3.1).

Tableau 3.1 Valeurs du coefficient rhéologique pour un terrain rocheux (Ménard et al., 1964)

Rocher	
Type	α
Très peu fracturé	2/3
Normal	1/2
Très fracturé	1/3
Très altéré	2/3

Dubost et al. (2007) ont montré que pour des terrains raides l'utilisation directe du rapport E_M/α donnait des valeurs de E satisfaisantes.

Une étude géotechnique réalisée pour un projet dans le sud de Rennes a servi de base au cas étudié dans cette partie. Le module pressiométrique moyen mesuré dans les schistes pour ce chantier est de 60 MPa. En considérant un coefficient rhéologique de 0,5 (valeur intermédiaire entre un rocher très

fracturé et un rocher très altéré), le module d'Young déduit est de 120 MPa. C'est cette valeur qui sera par la suite utilisée dans nos modélisations. Le coefficient de Poisson a été pris égal à 0,3.
La cohésion et l'angle de frottement sont également issus du même rapport d'étude géotechnique utilisé pour le module pressiométrique. Une valeur de 20 kPa pour la cohésion et de 35° pour l'angle de frottement ont ainsi été retenues.
L'angle de dilatance du matériau est pris égale à 0°, valeur recommandée par Hoek et Brown (1997, cité par Alejano et Alonso, 2005) pour les massifs rocheux de mauvaise qualité.

L'ensemble des paramètres physiques et mécaniques retenus pour la modélisation du terrain sont donnés dans le tableau 3.2.

Tableau 3.2: Données d'entrée pour le modèle élastique isotrope parfaitement plastique

γ_{sat} (kN.m^{-3})	γ_{unsat} (kN.m^{-3})	E (MPa)	ν	C' (kPa)	φ' (°)	Ψ (°)	R_{inter}*
21,5	20	120	0,3	20	35	0	0,5

*: R_{inter} correspond à un facteur de réduction appliqué au niveau de l'interface terrain/structure et est définie au 3.2.3.

- L'écran

L'écran de soutènement considéré est une paroi moulée de 50 cm d'épaisseur d'une hauteur de 10 m. Plusieurs possibilités de modélisation sont envisageables pour un écran de ce type: élément plaque ou cluster de terrain maillé.
L'élément plaque a été retenu pour la modélisation de la paroi du problème étudié car il donne un accès rapide aux sollicitations (efforts, déplacements).
Le modèle associé à cet élément est linéaire élastique ce qui constitue une hypothèse acceptable dans la mesure où l'écran est beaucoup plus raide que le terrain soutenu et est supposé demeurer élastique sous les sollicitations qui lui sont imposées par le terrain durant les différentes phases de réalisation.
Le module de Young de l'écran est pris égal à 22 000 MPa, ce qui est une valeur acceptable pour décrire le comportement d'un ouvrage en béton lors des phases de construction (AFNOR 2012).
Le modèle requiert également de définir la rigidité en flexion EI et la rigidité axiale EA de l'écran. Ces deux paramètres permettent de recalculer une épaisseur équivalente de la paroi selon la relation 3.2. Dans le cas présent cette épaisseur correspond à l'épaisseur réelle de la paroi ce qui n'est pas le cas pour un écran discontinu.

$$d_{eq} = \sqrt{12\frac{EI}{EA}} \tag{3.2}$$

L'ensemble des caractéristiques de la paroi sont rassemblées dans le tableau 3.3.

Tableau 3.3 Caractéristiques retenues pour l'écran

E (MPa)	22000
e (m)	0,5
w = poids volumique × e (kN.m^{-3}.ml^{-1})	12,5
ν	0,2
EI (kN.m^{-2}.ml^{-1})	2,29.10^{5}
EA (kN.ml^{-1})	1,1.10^{7}

3.2.2 Géométrie et conditions aux limites

La géométrie utilisée correspond à un massif à surface horizontale. Une zone de 5 m autour de l'écran a été définie afin de pouvoir y affiner le maillage et conserver un maillage plus lâche sur le reste du modèle (figure 3.2). Les conditions aux limites utilisées consistent en un blocage des déplacements horizontaux sur les faces verticales du modèle et un blocage des déplacements verticaux et horizontaux de la frontière horizontale inférieure. Aucun chargement, autre que la gravité, n'est appliqué. Le maillage mis en place compte 1601 éléments triangulaires à 15 nœuds. Afin de déterminer la géométrie permettant d'obtenir un comportement réaliste du modèle, une étude paramétrique sur la largeur et la hauteur du modèle est entreprise dans un premier temps.

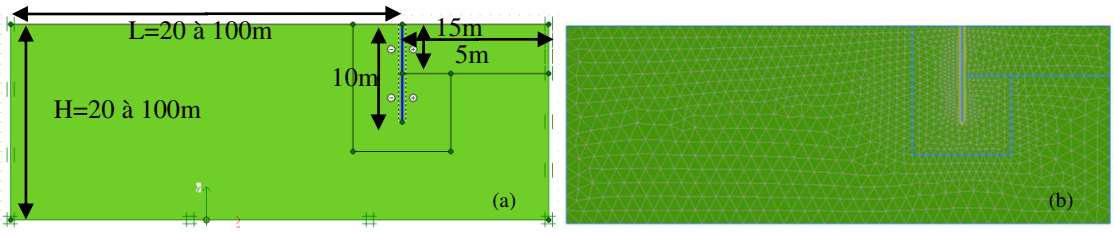


Figure 3.2 (a) Géométrie du modèle et conditions aux limites. (b) Maillage du modèle.

Pour cette étude paramétrique, le module élastique du terrain a été fixé à 60 MPa afin d'une part de rendre le terrain plus déformable et d'autre part de réutiliser les résultats obtenus afin de les comparer avec ceux obtenus avec le Jointed Rock model (dans lequel un rapport d'anisotropie de 2, des modules élastiques, est considéré voir §3.2.5).

Dans un premier temps, la sensibilité des résultats à la largeur de terrain derrière la paroi est analysée. Différentes simulations sont réalisées pour différentes largeurs L de terrain (20 m, 40 m, 70 m et 100 m), la largeur de l'excavation restant fixée à 15 m et la hauteur du modèle H à 20 m. La figure 3.3 présente les déplacements et les moments dans la paroi en fonction de la profondeur. A partir d'une largeur modélisée derrière la paroi égale à 40 m, l'influence de la taille de la zone modélisée devient faible à la fois en termes de déplacements mais aussi de moments dans la paroi.

Dans un second temps, seule la hauteur H est modifiée (20 m, 40 m, 70 m, 100 m), la largeur de terrain derrière la paroi restant fixée à 40 m. Les résultats obtenus sont présentés sur la figure 3.4 où peut être observée l'influence importante de la hauteur du modèle sur les déplacements. La déformée est fortement dépendante de la profondeur de sol modélisée. Le pied de paroi bascule vers la zone excavée du fait de la décompression du sol du fond de fouille (conduisant à un soulèvement de celui-ci). Les moments diminuent avec l'augmentation de la profondeur car la paroi se déforme moins mais suit la déformée du sol. Cependant, un seul matériau ayant été modélisé (c'est-à-dire que le module élastique est identique sur toute la hauteur de la zone modélisée) plus l'épaisseur de la zone modélisée est importante, plus le soulèvement lié à l'excavation augmente, puisqu'il intègre les déformations sur une plus grande profondeur. Dans la réalité, la rigidité des terrains augmente généralement avec la profondeur. La modélisation d'un même terrain de faible module d'Young pour des profondeurs importantes n'est donc pas très réaliste. Dans les modélisations ultérieures, une profondeur réduite sous la paroi a été conservée. En effet, cette condition correspond à la modélisation d'une couche de caractéristiques « faibles » surmontant un substratum de caractéristiques significativement plus élevées, considéré alors indéformable. Cette configuration est habituellement rencontrée dans la région rennaise, les terrains du Briovérien les plus altérés et les plus fracturés surmontent les terrains du

Briovérien peu fracturé et dont la matrice rocheuse est très faiblement altéré (pour des profondeurs supérieures à 20 m)

Un modèle avec une couche de terrain très raide (E = 350 MPa) sous la couche de schiste, a été testé. Les résultats ne présentaient pas de différences importantes avec ceux issus des modélisations considérant une couche sous-jacente indéformable et ne sont donc pas présentés dans ce manuscrit.

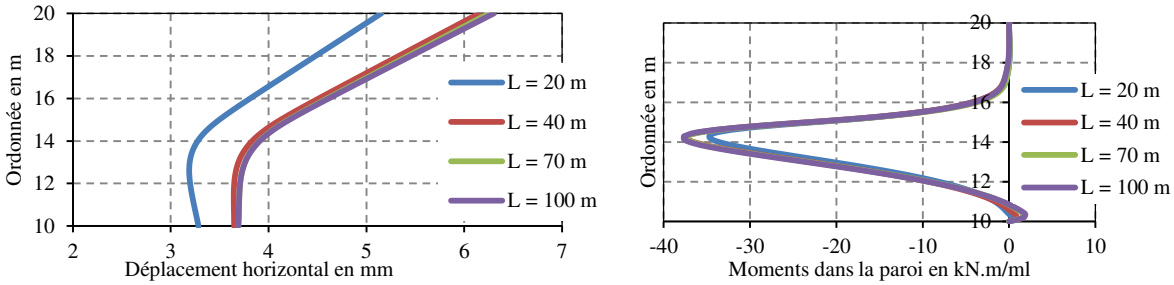


Figure 3.3 Influence de la largeur de terrain modélisé sur la déformée (à gauche) et sur les moments dans la paroi (à droite).

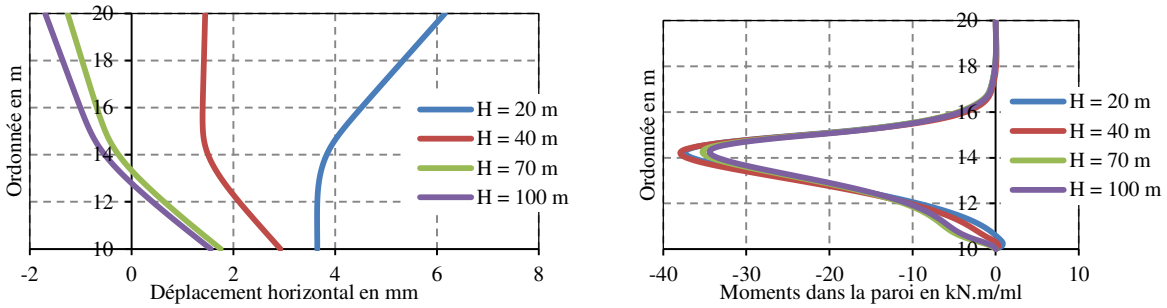


Figure 3.4 Influence de la hauteur de terrain modélisé sur la déformée (à gauche) et sur les moments dans la paroi (à droite).

Bien que la largeur et la profondeur du modèle aient varié indépendamment, ces deux dimensions sont liées. En effet, il est généralement considéré qu'une charge uniforme verticale sur une bande de longueur infinie se transmet en profondeur avec un "épanouissement" de cette charge selon un trapèze limité par des droites faisant un angle d'environ 60° avec l'horizontale (Figure 3.5a). En adoptant la même règle pour la décharge correspondant à l'excavation, le modèle doit avoir une largeur supérieure à L', augmentée de la largeur de la 1/2 excavation pour une profondeur sous excavation de H' (Figure 3.5b).

Figure 3.5. Principe d'épanouissement des contraintes dans le terrain : (a) sous un chargement, (b) sous un déchargement

Il faut que le modèle côté terrain soutenu soit suffisamment large pour répartir au mieux les variations de contraintes.

Par la suite, les calculs ont été menés sous PLAXIS© avec un modèle présentant une hauteur de terrain sous la paroi réduite à 3 m et une largeur totale de 45 m. Cette géométrie permet de respecter la condition d'épanouissement des contraintes et d'être au-delà de la limite d'influence de la largeur de

terrain sur les sollicitations de la paroi. Cette géométrie permet également de limiter le phénomène de soulèvement du fond de fouille suite à l'excavation et due à un module élastique du terrain assez faible.

3.2.3 Définition de l'interface écran/terrain

L'interface entre l'écran et le terrain est modélisé dans PLAXIS par des éléments entre l'écran et le terrain et associée à un coefficient d'interface noté R_{inter} (Brinkgreve et al., 2011). Ce coefficient, lié aux paramètres de plasticité (cohésion et angle de frottement) du terrain, peut avoir une valeur variant entre 0 pour un contact terrain/paroi parfaitement glissant et 1 pour contact terrain/paroi parfaitement adhérent. Le R_{inter} est un coefficient de réduction des paramètres de plasticité du terrain en contact avec l'écran et s'appliquant selon les équations 3.3 et 3.4.

$$C'_{interface} = R_{inter} \times C'_{terrain} \tag{3.3}$$

$$tan\varphi'_{interface} = R_{inter} \times tan\varphi'_{terrain} \tag{3.4}$$

Aucune méthode de détermination du paramètre R_{inter} n'est préconisée. Toutefois, le manuel PLAXIS recommande, en l'absence d'autres informations de fixer R_{inter} à 0,7.
Une série de modélisation a donc été menée pour différentes valeurs du coefficient R_{inter} (0,3, 0,5, 0,7 et 1). L'évolution des déplacements horizontaux et des moments le long de la paroi pour les différentes valeurs de R_{inter} testées sont présentées en figure 3.6.

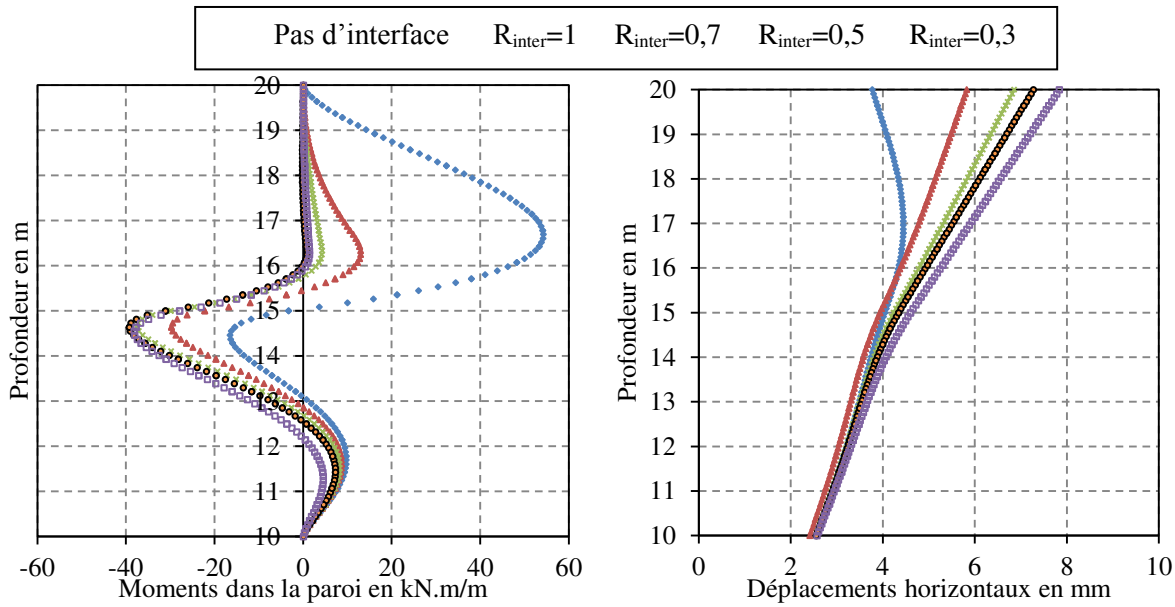


Figure 3.6 Influence de la définition de la résistance d'interface sur les sollicitations de la paroi (déplacements horizontaux et moments) pour des paramètres mécaniques de terrain et une géométrie identiques.

Il est intéressant de noter dans un premier temps que l'absence de définition d'interface entre le sol et l'écran conduit à un comportement aberrant de l'écran. En effet, la déformée de l'écran ressemble à ce qui peut être observé pour une paroi maintenue en tête par un niveau d'appui. Dans le cas présent, en l'absence d'appui, cela signifie que le terrain « retient » la paroi qui n'est pas libre de se déplacer et suit les déformations du massif soutenu.

En utilisant la valeur recommandée par les développeurs du logiciel (R_{inter} = 0,7), on observe l'apparition de moments parasites dans la paroi au-dessus du fond de fouille (moments positifs entre 16 et 18 m). En effet, le décollement en tête est empêché par les caractéristiques de l'interface ce qui induit une courbure de l'écran dans une zone où il ne devrait pas y en avoir (et donc l'apparition d'un moment). Or, pour des terrains cohérents, le décollement de la paroi en tête est un comportement attendu (Delattre, 2004). Pour la valeur de 0,3, on observe un décollement de la paroi par rapport au massif de sol sur la moitié de la hauteur soutenue ce qui n'est pas le comportement attendu car le soutènement ne retient plus le terrain sur cette hauteur.
Une valeur intermédiaire de 0,5 permettant d'éviter les deux cas extrêmes présentés ci-dessus, a été conservée pour l'ensemble des modélisations à l'exception de celles utilisées pour comparaison ultérieure avec CESAR et pour lesquelles une valeur de 0,6 a été utilisée afin d'avoir des conditions d'interface entre les deux logiciels les plus proches possibles.

Enfin aucun état de traction du terrain n'était autorisé au niveau de l'interface (résistance à la traction prise égale à 0).

3.2.4 Modèle isotrope transverse à critère de plasticité orienté

Pour prendre en compte un comportement élastique isotrope transverse et des plans de rupture orientés, le modèle de comportement « Jointed Rock Model » (noté par la suite JRM) qui est implémenté dans PLAXIS (Brinkgreve et al., 2011) a été utilisé. Ce modèle permet de prendre en compte une anisotropie élastique du terrain et permet de définir jusqu'à 3 orientations de plans de rupture. A chacun de ces plans est associé un critère de plasticité de Mohr-Coulomb (cohésion et angle de frottement). Le JRM permet donc de considérer conjointement une anisotropie élastique et un critère de plasticité orienté. La société PLAXIS, n'a fait que peu de retour d'expériences sur ce modèle. Néanmoins, il est supposé être principalement utilisé pour modéliser les terrains stratifiés ou les roches très fracturées (espacement des fractures faible par rapport à la taille du massif.
La prise en compte de l'anisotropie du terrain dans le modèle se fait à différents niveaux. La matrice de terrain intacte entre les joints est modélisée comme un milieu élastique anisotrope transverse qui nécessite 5 paramètres mécaniques en données d'entrée: E_1, E_2, ν_1, ν_2 et G_2 définis sur la figure 3.7.

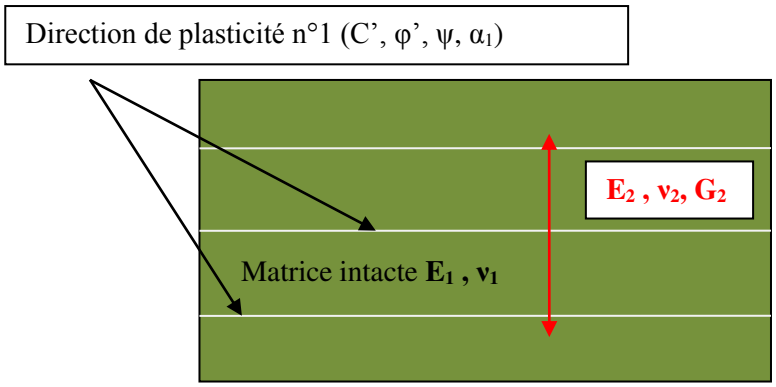


Figure 3.7. Définition des paramètres élastiques (dans les directions parallèles et perpendiculaires à la direction de plasticité) et de plasticité.

E_1 : Module d'Young de la roche intacte dans toutes les directions sauf perpendiculairement à la famille de plans d'anisotropie n°1.
ν_1 : Coefficient de Poisson de la matrice rocheuse.

E_2 : Module d'Young de la roche intacte perpendiculairement à la famille de plans d'anisotropie n°1.
ν_2 : Coefficient de Poisson perpendiculairement à la famille de plans d'anisotropie n°1.
G_2 : Module de cisaillement perpendiculairement à la famille de plans d'anisotropie n°1.

Le JRM permet de plus de prendre en compte jusqu'à trois familles de plans de plasticité orientée. Ces plans sont caractérisés par un critère de rupture de type Mohr-Coulomb (cohésion, angle de frottement) ainsi qu'une inclinaison α dont la convention de signe dans le repère général est précisée sur la figure 3.8.

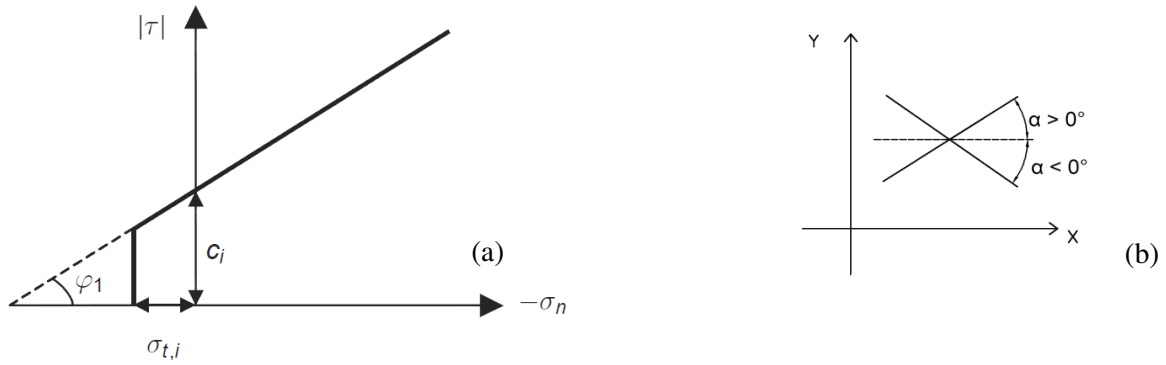


Figure 3.8 (a) Critère de plasticité d'un plan (Brinkgreve et al., 2011). (b) Convention de signe sur les angles d'inclinaison

C_i : Cohésion du plan i
φ_i : Angle de frottement du plan i
ψ_i : Angle de dilatance du plan i
α_i : angle d'inclinaison de la famille de plan

De manière optionnelle, une résistance à la traction $\sigma_{t,i}$ au niveau des plans de rupture peut être définie.

Le Jointed Rock Model est donc adapté à la problématique étudiée dans le cadre de cette thèse et a été utilisé dans la suite de ce chapitre pour évaluer l'influence de la prise en compte d'une anisotropie élastique du terrain associée à un critère de plasticité orienté, sur le comportement de l'écran de soutènement.

3.2.5 Choix des paramètres du Jointed rock model

Conformément à la description faite au §3.2.4, le JRM requiert la définition de deux modules d'Young, l'un défini pour la direction perpendiculaire au plan de plasticité potentiel et le deuxième correspondant à celui de la matrice rocheuse dans les autres directions.
Le rapport entre modules d'Young maximum et minimum pour des roches anisotropes varient le plus souvent entre un peu plus de 1 jusqu'à des rapports de 4 (Amadei et al. 1987, cité par Nasseri, 2003 ;

Saroglou et Tsiambaos, 2008). Ce dernier rapport correspond à des roches fortement anisotropes (Colak et Unlu, 2004).
En conséquence, le choix a été fait de fixer E_2 à 60 MPa afin d'avoir un rapport d'anisotropie de module élastique de 2. Le coefficient de Poisson a en revanche été pris égal à 0.3 dans les 2 directions. Un seul critère de plasticité, associé à une orientation variable, a été considéré. Cette orientation a été l'objet d'une étude paramétrique dont les résultats sont présentés dans ce paragraphe. L'ensemble des données d'entrée du JRM sont présentés dans le tableau 3.4.

Tableau 3.4. Paramètres du modèle Jointed Rock

γ_{sat} (kN.m^{-3})	γ_{unsat} (kN.m^{-3})	E_1 (MPa)	ν_1	E_2 (MPa)	ν_2	C' (kPa)	φ' (°)	Ψ (°)	α (°)	R_{inter}
21,5	20	120	0,3	60	0,3	20	35	0	-90° à 90°	0,5

3.2.6 Etude paramétrique sur l'influence de l'inclinaison du plan de plasticité

La géométrie du modèle est identique à celle présentée précédemment et est rappelée sur la figure 3.9. Le maillage utilisé a été gardé constant pour l'ensemble de l'étude paramétrique (§3.2.2).

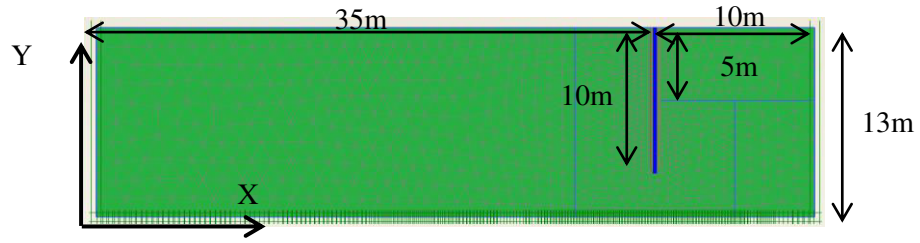


Figure 3.9. Géométrie du modèle et maillage considérés pour l'étude paramétrique sur l'inclinaison du critère orienté.

L'inclinaison du plan de plasticité varie de -90° à 90°, avec un pas de calcul de 15°. Tous les autres paramètres du modèle sont égaux à leurs valeurs de références définies dans le tableau 3.4. Afin de pouvoir comparer les résultats obtenus à ceux issus d'un calcul considérant un terrain isotrope, des modélisations sont également réalisées en utilisant un modèle élastique parfaitement plastique avec critère de Mohr Coulomb (appelé par simplicité modèle Mohr Coulomb isotrope et noté MCI par la suite) tel que décrit dans le paragraphe 3.2.1 ; Le critère de plasticité est le même dans les deux modèles, le JRM ajoutant une orientation au critère. R_{inter} est égal à 0,5 dans l'ensemble de ces modèles. Deux modélisations sont réalisées, l'une avec un module d'Young de 60 MPa (calcul noté MCI60 par la suite), correspond à la valeur du module d'Young E_1 utilisé pour le JRM, l'autre avec une valeur du module d'Young de 120 MPa (calcul noté MCI120 par la suite), correspondant à la valeur de E_2 pour le JRM.
Les résultats en termes de sollicitations de la paroi (déplacement horizontal et moments de flexion) sont présentés en figure 3.10, page suivante.

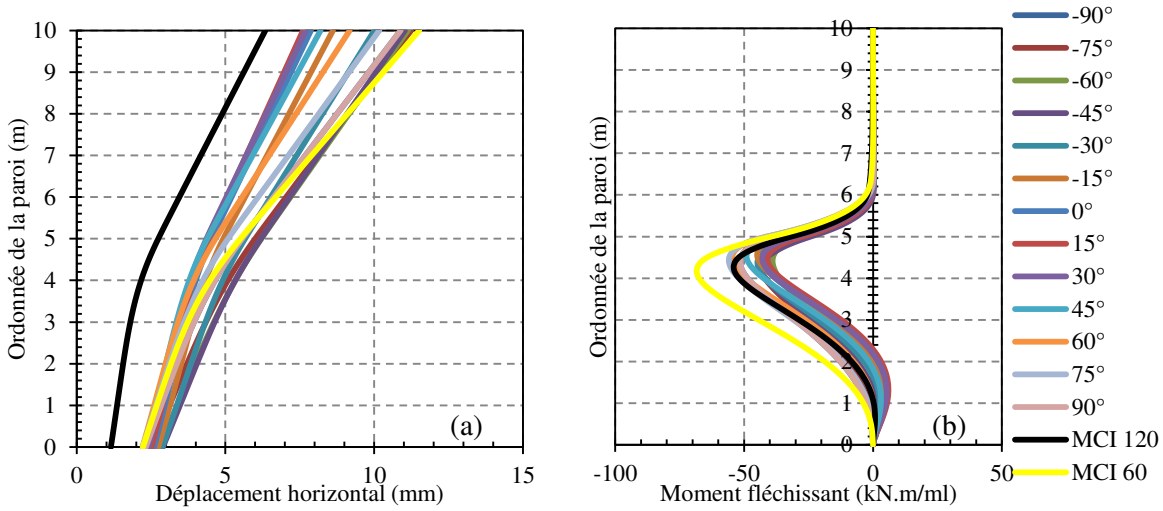


Figure 3.10. Influence de l'inclinaison du plan de plasticité (a) Déformée horizontale de la paroi. (b) Moment de flexion dans la paroi.

Comme cela peut être observé sur la figure 3.10, la déformée de la paroi présente globalement le même aspect, quelque que soit l'orientation α du plan de plasticité. Le déplacement maximum est, pour tous les modèles testés, toujours obtenu en tête de paroi ce qui constitue un comportement attendu dans le cas d'un soutènement autostable (Marten, 2005 ; Gaudin et al., 2005). Un point d'inflexion situé entre 0,5 m et 1 m sous le niveau du fond de fouille peut également être observé. Pour des orientations du critère proche de la verticale (supérieures à 60° en valeur absolue) aucune contrebutée ne se développe en pied de paroi (pas d'inversion du signe du moment). Les autres orientations ainsi que les modèles MCI conduisent à l'inverse à l'apparition d'une contrebutée qui se traduit par un second point d'inflexion en pied de paroi et l'apparition d'un moment positif.

Le déplacement global de la paroi pour toutes les orientations est supérieur à celui observé avec le modèle MCI 120, traduisant un déplacement du massif plus important avec le modèle JRM. En revanche, la déformée de la paroi est inférieure avec le JRM (sauf pour des orientations de plans de plasticité à 60° et 75°) et conduit ainsi à des moments plus faibles dans la paroi.

Sur la figure 3.11a sont représentées les valeurs maximales et minimales du déplacement horizontal de la paroi en fonction de l'inclinaison du plan de plasticité, ainsi que les valeurs obtenues avec les modèles isotropes (calculs MCI 60 et MCI 120). Sur la figure 3.11b sont représentées de manière similaire les valeurs maximales et minimales du moment dans la paroi.

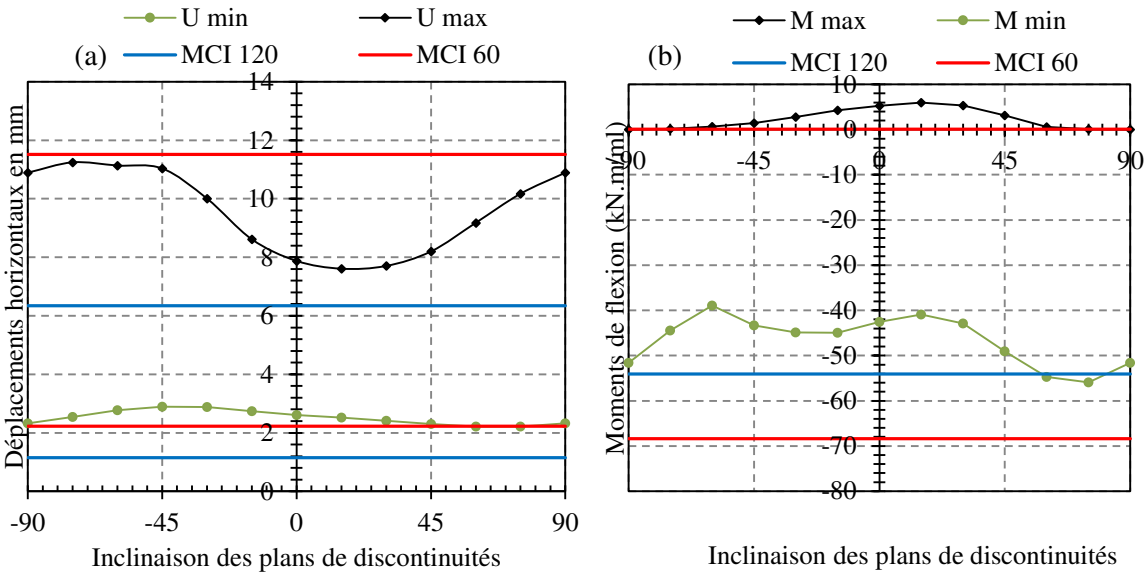


Figure 3.11. Valeurs maximales et minimales des déplacements horizontaux et des moments dans la paroi en fonction de l'inclinaison a des plans de plasticité.

Le modèle MCI 60 conduit ainsi à des sollicitations globalement plus importantes que le JRM quelle que soit l'orientation du critère : moments largement supérieurs en valeur absolue et déplacement maximum également plus importants.
Les déplacements maximaux, obtenus avec le modèle JRM, sont bornés par valeur inférieure avec le modèle MCI 120 et par valeur supérieur avec le modèle MCI 60. L'orientation +15° conduit au déplacement maximal le plus faible et -75° le plus important. Le moment maximum le plus faible est, quant à lui, obtenu pour un angle de -60° tandis que le maximum (en valeur absolue) est obtenu pour 75°.
En s'intéressant aux moments dans la paroi, il est à noter que l'utilisation du modèle Jointed Rock se distingue du modèle Mohr-Coulomb par la présence d'un moment positif en pied de paroi pour les orientations comprises entre -60 et 60°. L'apparition de ces moments correspond à la diminution du déplacement maximal de la paroi du fait d'une déformation du terrain, derrière la paroi, moins importante et d'une meilleure mobilisation de la butée. Les angles 60 et 75° conduisent également à des moments maximum supérieurs à ceux obtenus avec le modèle MCI 120. Tous les autres angles conduisent à des moments maximum (en valeur absolue) plus faibles que ceux obtenus dans les modèles MCI 60 et 120.

Pour comprendre ces résultats il est nécessaire de s'intéresser à la plastification du terrain qui y est associée. Cette dernière est identique d'un modèle MCI à l'autre et intervient au niveau de la butée (figure 3.12). Ce résultat montre que l'augmentation du module d'Young ne suffit pas pour rester dans le domaine des déformations élastiques à cet endroit du massif (qui est le plus sollicité du fait de la butée de la paroi contre le terrain). La différence de déplacements de la paroi entre les deux modèles s'explique donc par des déformations élastiques plus importantes pour le modèle MCI 60 que pour le modèle MCI 120. En revanche, le degré de plastification du terrain est extrêmement variable entre les différentes orientations du critère de plasticité du modèle JRM comme cela peut être observé sur la figure 3.12.

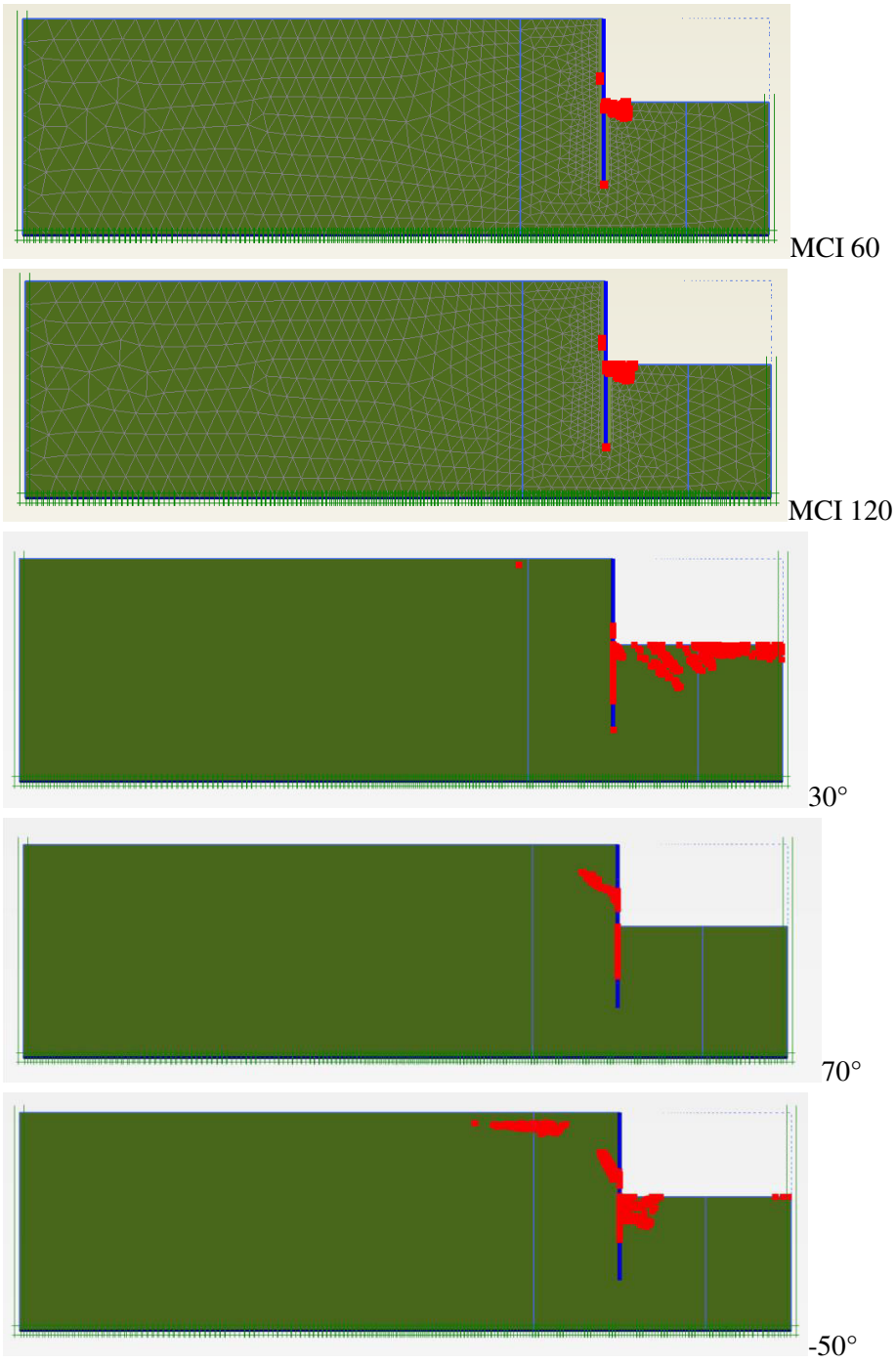


Figure 3.12. Plastification du terrain pour les modèles MCI et JRM (orientation du critère de 30, 70 et -50°).

Bien que la plastification du terrain, pour une orientation de 30° du critère, soit plus importante que celle obtenue avec le modèle MCI 60, les sollicitations de la paroi (déplacements et moments) restent inférieures tout en restant supérieures au MCI 120. L'anisotropie élastique associée à l'orientation du critère de plasticité du terrain dans le modèle JRM semble donc avoir un rôle dans les sollicitations obtenues. L'existence d'une direction avec un module d'Young de 60 MPa « affaibli » le massif de terrain qui se déforme davantage (déformation élastique principalement) qu'avec le modèle MCI 120. Cela aboutit donc à un comportement intermédiaire du modèle JRM entre le modèle MCI 60 (déformations élastiques supérieures ou égales dans toutes les directions) et le modèle MCI 120 (déformations élastiques inférieures ou égales dans toutes les directions). L'orientation du critère de

plasticité conditionnant également l'orientation du module élastique le plus faible, il est cohérent d'observer des variations dans les sollicitations avec la variation d'orientation du critère.

Des calculs supplémentaires sous PLAXIS ont été réalisés afin de pouvoir être comparé à ceux menés avec le logiciel CESAR. En effet, le modèle à critère de plasticité orienté implémenté dans ce dernier ne prend pas en compte d'anisotropie élastique. Les calculs PLAXIS ont donc été relancés avec le même module d'Young dans toutes les directions (tableau 3.5).

Tableau 3.5. Paramètres mécaniques du modèle PLAXIS à critère orienté

γ_{sat} (kN.m^{-3})	γ_{unsat} (kN.m^{-3})	E_1 (MPa)	ν_1	E_2 (MPa)	ν_2	C' (kPa)	φ' (°)	Ψ (°)	α (°)
21,5	20	60	0,3	60	0,3	10	30	0	-90° à 90°

De plus, le coefficient de résistance d'interface a été modifié (redéfinis égale à 0,6) afin d'obtenir des paramètres du critère de plasticité les plus proches possibles de ceux mis en place dans l'interface du modèle CESAR. Les résultats obtenus dans les deux logiciels sont comparés au paragraphe 3.4.

3.2.7 Conclusion sur l'étude comparative des deux modèles

La prise en compte d'un critère de plasticité orienté ainsi que d'une anisotrope élastique dans la modélisation du terrain conduit à des résultats différents de ceux observés avec un modèle élastique parfaitement plastique isotrope à critère de plasticité de Mohr-Coulomb. En fonction du module d'Young choisi pour le modèle isotrope, le modèle JRM conduit à des sollicitations, en termes de déplacement et de moments, plus importantes. L'anisotropie élastique et l'orientation du module d'Young le plus faible semblent avoir davantage d'impact sur les résultats obtenus que le critère de plasticité puisque celui-ci n'est atteint que dans des zones très réduites du modèle. Pour observer un impact plus important de l'orientation du critère de plasticité, le niveau de sollicitation du terrain nécessite d'être augmenté, par l'application d'une surcharge en surface par exemple, ou les paramètres du critère doivent être réduits.
En considérant le module d'Young le plus élevé dans le modèle MCI, la prise en compte de l'anisotropie se révèle plus défavorable en termes de déplacements mais pas systématiquement en termes de moments. La paroi est alors potentiellement sous-dimensionnée.
À l'inverse, si le module d'Young le plus faible est considéré dans le modèle MCI alors le modèle JRM conduit comparativement à des déplacements et moments maximum systématiquement plus faibles que ceux du modèle MCI. Néanmoins des moments positifs (très faibles en termes de valeurs) sont présents avec le modèle JRM pour des orientations comprises entre (-60° et + 60°) alors qu'ils sont absents avec les modèles MCI. Cela traduit un changement dans le comportement du terrain et la résistance qu'il offre à la paroi en butée. La connaissance de l'orientation des plans de plasticité in situ peut alors permettre une optimisation du dimensionnement de la paroi. Seules les orientations proches de la verticale peuvent poser problème (supérieures à 60°) et nécessitent de recourir à une modélisation prenant en compte l'anisotropie élastique du terrain et son orientation (ainsi que l'orientation du critère de plasticité) afin d'aboutir à un dimensionnement sécuritaire de la paroi. Pour les autres orientations, un modèle élastique isotrope à critère de plasticité non orienté est suffisant.
En l'absence de mesures *in situ*, sur des ouvrages réels, ces observations et comparaisons restent purement théoriques. Elles présentent néanmoins l'intérêt de montrer que la prise en compte dans le

calcul d'un critère orienté de plasticité et d'une anisotropie élastique influence les sollicitations dans la paroi.
Des études similaires ont été réalisées avec le logiciel éléments finis CESAR-LCPC afin de déterminer si les résultats observés avec PLAXIS étaient identiques à ceux obtenus avec ce second logiciel.

3.3 Étude d'un soutènement autostable dans un terrain monocouche avec le logiciel CESAR-LCPC ©

Une étude sur CESAR-LCPC a été menée au sein du laboratoire de Géo-ingénierie de l'École des Mines de Nancy. L'objectif étant de comparer les résultats de CESAR et de PLAXIS sur une géométrie similaire, celle définie au §3.2.2 a été conservée.

3.3.1 Modèles de terrain et de paroi

Le modèle de terrain utilisé dans un premier temps est un modèle élastique isotrope parfaitement plastique (critère de plasticité de type Mohr-Coulomb) avec des caractéristiques identiques à celles utilisées dans l'étude paramétrique sur la géométrie du modèle pour PLAXIS (§3.2.2).
CESAR-LCPC ne permet pas de modéliser une interface le long d'un élément poutre, le contact entre celle-ci et le terrain est continu ce qui conduit à des résultats irréalistes (Frih B. et al., 2002). La paroi est donc modélisée géométriquement par une couche de terrain à laquelle on attribue les propriétés mécaniques définies au tableau 3.2 pour le modèle PLAXIS.
Le logiciel permet en revanche de définir des éléments d'interface à 6 nœuds entre deux groupes d'éléments maillés, à l'aide de deux modules. Le premier, le module MCNL, est adapté aux problèmes mécaniques à comportement non linéaire. Il ne permet toutefois que de modéliser des contacts parfaitement glissants ou parfaitement adhérents. Le second module, appelé TCNL, est utilisé pour la résolution de problèmes de contact entre deux solides à comportement non linéaire et permet de modéliser un contact avec un critère de plasticité de type Mohr Coulomb.
Trois calculs avec trois interfaces différentes ont été réalisés : MCNL et TCNL avec un contact défini parfaitement glissant et TCNL Coulomb pour lequel est défini un critère de plasticité identique à ceux du terrain.

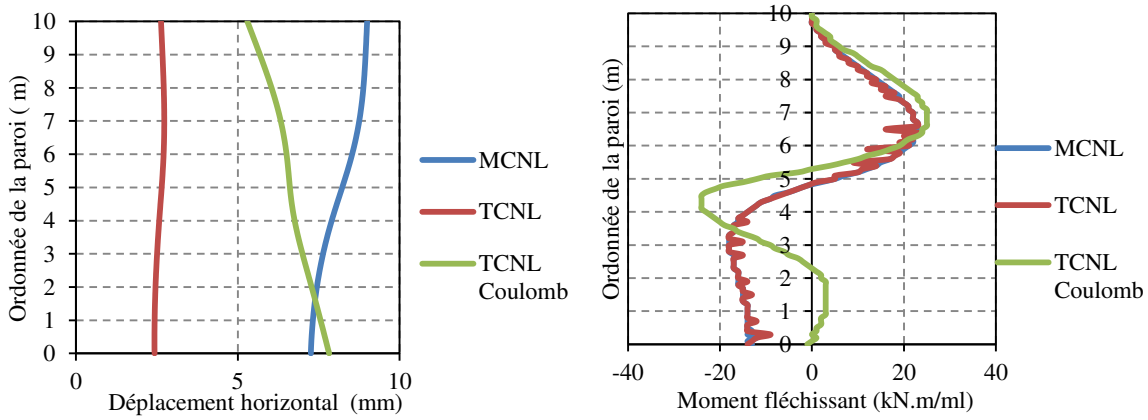


Figure 3.13. Différences de résultat, en termes de déplacement horizontal et de moment dans la paroi, induites par la définition de l'interface.

En termes de déplacement, les trois modèles donnent des résultats totalement différents (figure 3.13). Les moments sont toutefois très proches entre le modèle MCNL et TCNL et un contact parfaitement glissant. Le modèle TCNL avec contact parfaitement glissant conduit à une translation globale de la paroi (d'environ 3mm). Les modèles MCNL (contact parfaitement glissant) ajoutent à cette translation un basculement de la paroi. Le modèle avec un critère de plasticité de Mohr-Coulomb conduit quant à lui à des résultats différents tant en déplacements qu'en moment. Le pied de paroi se déplace davantage que la tête traduisant un basculement du pied de paroi vers l'excavation lié au soulèvement du fond de fouille. Le critère de plasticité n'est pas atteint à l'interface, la paroi reste donc liée au terrain "qui lui impose ses déplacements".

L'ensemble des trois modèles ne donnent pas les résultats attendus dans le cas d'un soutènement autostable (Frih et al., 2002 ; Delattre, 2004 ; Gaudin et al., 2005). En effet, pour ce type de problème, le déplacement en tête est supérieur au déplacement en pied. De plus, un changement de signe du moment dans la paroi peut être observé pour un soutènement autostable mais uniquement en pied de paroi lorsqu'une contrebutée et donc un second point d'inflexion de la paroi y apparait.
Une quatrième voie a donc été explorée en modélisant l'interface par une couche de sol de 30 cm de largeur aux caractéristiques mécaniques (cohésion et angle de frottement) réduites autour de la paroi comme présenté au tableau 3.6).

Tableau 3.6. Définition des paramètres mécaniques réduits de la couche de terrain d'interface

ρ (kg/m^3)	E (MPa)	ν	C' (kPa)	**φ**'(°)	Ψ (°)
2000	60	0,3	6	20	0

Puisqu'il n'est pas possible d'utiliser simultanément des éléments poutre et des éléments interfaces avec CESAR, une comparaison entre une modélisation de la paroi par une poutre et par des éléments maillés sans éléments d'interface est présenté en figure 3.14.

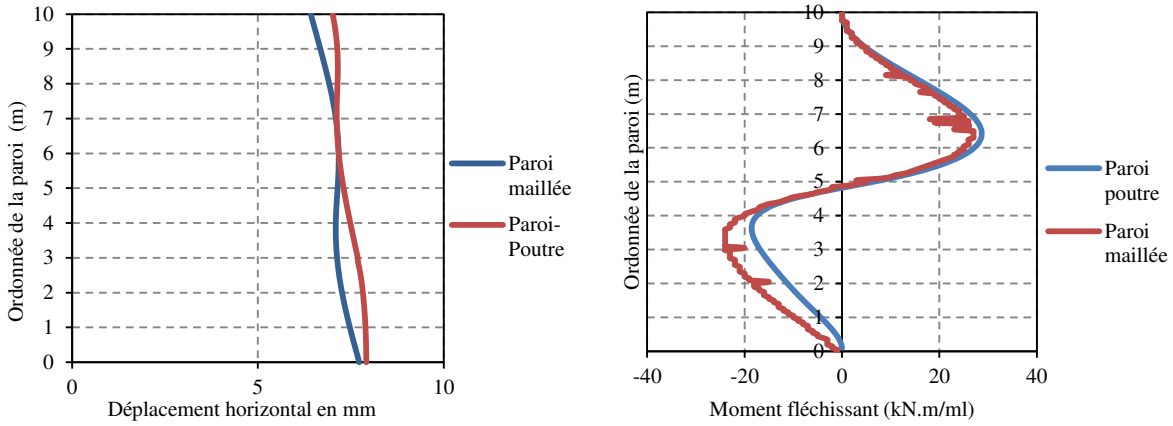


Figure 3.14. Évolution des déplacements horizontaux et moments le long de la paroi modélisée avec un élément poutre ou un élément maillé.

Le comportement général de la paroi est faiblement influencé par le type de modélisation choisi même si la paroi maillée conduit à des moments négatifs plus importants que la paroi en élément poutre. Des oscillations sont observées pour la modélisation en éléments maillés. Les déplacements sont eux du même ordre de grandeur et un basculement du pied de paroi peut être observé dans les deux cas. Le comportement observé n'est donc pas satisfaisant que ce soit avec la paroi maillée ou l'élément poutre. L'absence d'interface ne permet donc pas de reproduire un comportement satisfaisant de la paroi compte tenu des caractéristiques du terrain.

La combinaison de la couche de terrain à caractéristiques réduites et d'une interface 1D parfaitement glissante (MCNL) conduit à comportement de la paroi beaucoup plus réaliste et proche également de celui observé avec PLAXIS et ceci pour les mêmes caractéristiques de terrain (figure 3.15). Ces résultats sont issus d'un travail réalisé par Céline Rescourio qui ont été en partie publiés (Le Cor et al., 2014) .

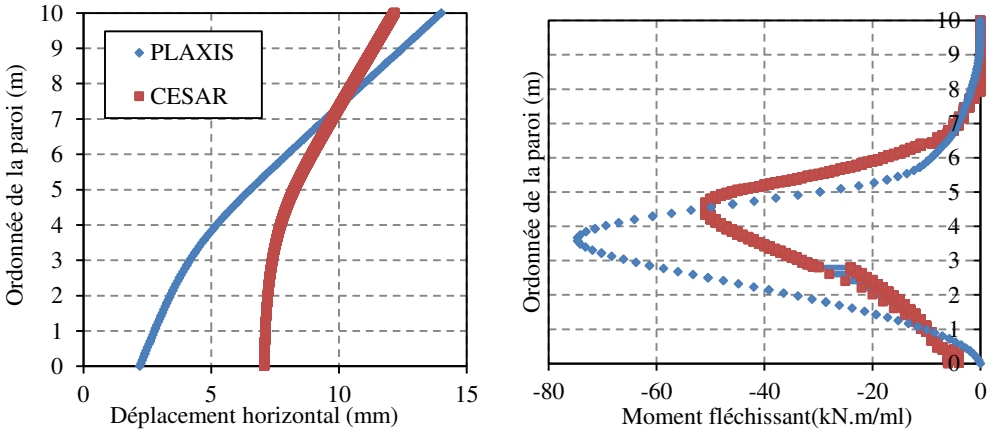


Figure 3.15 Comparaison des résultats PLAXIS et CESAR pour un terrain élastique isotrope à critère de plasticité de Mohr-Coulomb.

Le déplacement maximal est obtenu en tête de paroi, cette dernière se désolidarisant du terrain, la déformée ne présente plus qu'un seul point d'inflexion. Cela se traduit par des moments exclusivement négatifs avec un maximum à 50 cm sous le fond de fouille (50 kN.m/ml). Si le comportement observé est proche avec les deux logiciels, les sollicitations sont plus importantes avec PLAXIS pour les paramètres utilisés (déplacement en tête et moment maximal plus importants). Dans le modèle CESAR, la paroi suit les déformations du terrain ce qui implique une translation globale de la paroi d'environ 5 mm alors que dans PLAXIS ce phénomène est beaucoup plus limité (2,5 mm). La déformation élastique du massif semble donc plus importante avec CESAR qu'avec PLAXIS.

Le modèle d'interface, présenté en figure 3.16, a donc été conservé pour les modélisations CESAR avec un critère de plasticité orienté.

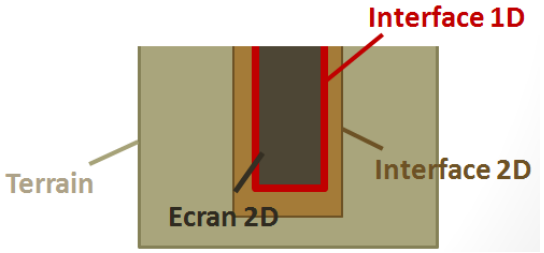


Figure 3.16. Principe de l'interface combinant une couche de sol aux paramètres de plasticité réduits et une interface 1D.

3.3.2 Modélisation CESAR avec critère orienté

Le modèle de terrain à critère de plasticité orienté implémenté dans CESAR est différent de celui de PLAXIS. En effet, contrairement à ce dernier dans lequel une anisotropie élastique peut être prise en

compte, l'élasticité est définie de manière isotrope (un seul module d'Young et un seul coefficient de Poisson de définis) dans le modèle à critère de plasticité orienté de CESAR.
Les paramètres de terrain retenus dans le modèle sont présentés dans le tableau 3.7.

Tableau 3.7 Caractéristiques du terrain pour le modèle à critère de plasticité orienté.

ρ (kg/m^3)	E (MPa)	ν	C' (kPa)	φ' (°)	Ψ (°)	α (°)
2000	60	0,3	10	30	0	-90 à 90

La convention de signe pour l'orientation des angles est la même que dans PLAXIS (figure 3.7). Une étude paramétrique a été menée en faisant varier uniquement l'angle du critère de plasticité par palier de 10° entre -90° et +90°. Les déplacements horizontaux et les moments fléchissant le long de la paroi, pour les différentes orientations du critère, sont présentés en figure 3.17. Les sollicitations maximales sont quant à elles présentées en figure 3.18. Les résultats obtenus avec le modèle isotrope à critère de plasticité non orienté sont également présentés en tant que références.

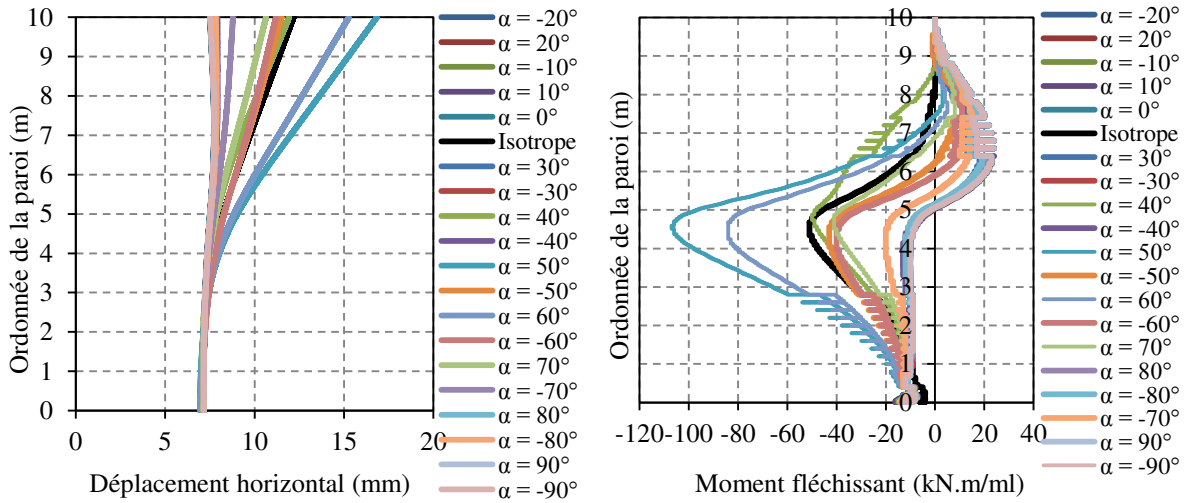


Figure 3.17 Evolution des déplacements horizontaux et des moments le long de la paroi en fonction de l'inclinaison du critère orienté.

Deux types de comportement de la paroi sont identifiables sur la figure 3.17. Le premier correspond à un comportement attendu de la paroi pour un terrain cohérent (Delattre, 2004) se déplace davantage que le terrain soutenu et qui se traduit par un décollement à l'interface et des moments dans la paroi majoritairement négatifs. L'apparition de faibles moments positifs dans la paroi, au-dessus du fond de fouille est néanmoins à noter. Ce comportement concerne exclusivement le modèle isotrope et les orientations du critère orienté comprises entre +40° et +70°. Les angles -50, -60 et -70° conduisent également à l'apparition de moments négatifs dans une moindre mesure (déformée plus faible) mais également à des moments positifs plus importants que pour les angles précédents. Toutes les autres orientations testées ont conduit à des déformées de paroi suivant celle du terrain (pas de décollement donc des déplacements plus faibles) et, en conséquence, à des moments positifs importants dans la paroi au-dessus du fond de fouille. Le moment sous le fond de fouille était négatif mais faible et constant (l'inversion de signe intervenant au niveau du fond de fouille).

Cette différence entre les deux types de comportement est clairement observable sur la figure 3.18 où les sollicitations maximales ne varient que pour certains angles (-70° à -50° et 40° à 70°). En

comparant les résultats obtenus avec le critère orienté aux résultats obtenus avec le modèle isotrope, il apparait que seuls les angles +50 et +70° conduisent à des déplacements de la paroi et des moments maximum plus important. Toutefois, aucun moment positif n'est observé alors que c'est le cas pour la majorité des angles du critère orienté.

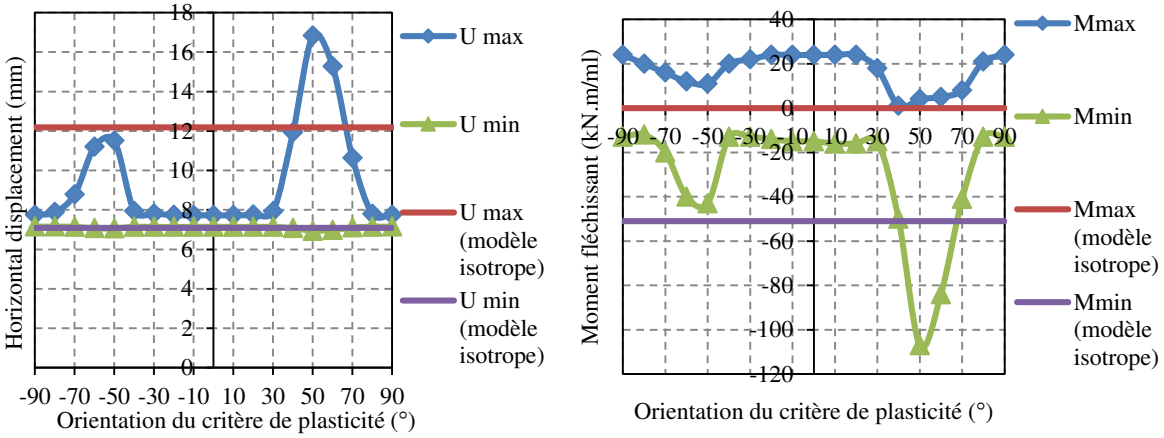


Figure 3.18 Evolution des déplacements horizontaux et moments maximum en fonction de l'inclinaison du critère de plasticité.

La plastification du terrain, de manière significative, n'intervenait que pour les angles + et -50°. En conséquence, le comportement observé est principalement dû aux déformations élastiques du terrain et devrait donc être proche de celui observé avec le modèle sans orientation du critère puisque le modèle CESAR ne prend pas en compte d'anisotropie élastique. La raison possible de cette différence est l'existence d'une résistance à la traction au niveau de l'interface pouvant « retenir » la paroi et donc limiter son niveau de sollicitations. En cas de plastification du terrain, la paroi subissait les mêmes déformations que celui-ci ce qui peut expliquer le très fort contraste, en termes de sollicitations avec les orientations ne conduisant pas à l'apparition de zones plastiques.

3.3.3 Conclusions sur l'étude CESAR

Les résultats obtenus en termes de comportement de la paroi avec le modèle isotrope à critère de plasticité de Mohr-Coulomb sont comparables à ceux observés dans la littérature (Delattre, 2004 ; Gaudin et al., 2005). Cela a nécessité la mise en place d'une interface, entre la paroi et le sol, combinant une couche de terrain de 30 cm d'épaisseur à critère de plasticité réduit et un contact glissant entre la paroi et cette couche de terrain. Cette méthode a toutefois conduit à des résultats variables avec le modèle à critère orienté, celui-ci n'ayant une influence que pour des orientations précises. L'apparition de moments positifs dans la paroi pour la quasi-totalité des angles testés montre l'influence de la résistance à la traction au niveau de l'interface sur le comportement de la paroi. Celle-ci reste ainsi liée au terrain soutenu et suit ses déformations.

3.4 Comparaison des résultats de modélisation avec critère de plasticité orienté entre CESAR et PLAXIS

L'étude paramétrique visant à comparer les résultats obtenus avec les deux logiciels a été menée avec un pas de 10° (CESAR) et 15° (PLAXIS) sur l'orientation du critère. Les résultats obtenus avec

PLAXIS et CESAR, pour les déplacements horizontaux et les moments en fonction de l'orientation du critère, sont rassemblés sur la figure 3.19.

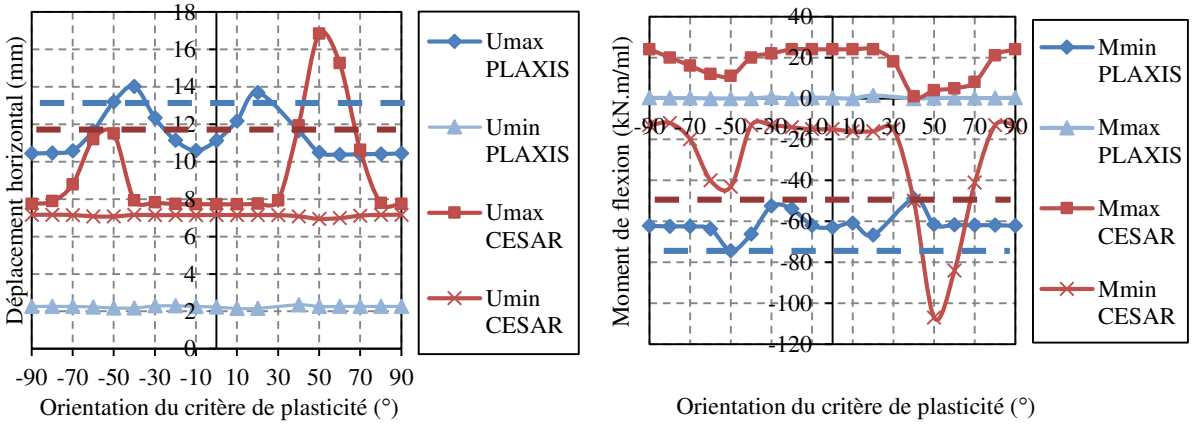


Figure 3.19. Comparaison des sollicitations maximales (déplacement horizontal et moment) obtenues avec les critères orientés des logiciels PLAXIS et CESAR. Les traits en pointillés représentent les résultats obtenus avec le modèle isotrope sans critère orienté (bleu pour PLAXIS et rouge pour CESAR).

Sur cette figure, le comportement de l'écran de soutènement varie de manière prononcée d'un logiciel à l'autre. Toutefois dans les deux cas, le déplacement horizontal minimal est obtenu en pied de paroi et est constant pour toutes les orientations du critère de plasticité. Il demeure néanmoins, près de trois fois plus élevé avec CESAR qu'avec PLAXIS (7 mm contre 2 mm). Cela traduit une déformation plus importante du terrain avec le modèle CESAR qu'avec le modèle PLAXIS, la paroi étant contrainte par les déformations du terrain à ce niveau (côté terrain soutenu et côté excavé).

Le déplacement maximal est, dans les deux logiciels, dépendant de l'orientation du critère. Les valeurs les plus faibles sont obtenues pour des plans quasi verticaux (angles ± 80° et ± 90°) dans les deux cas. Toutefois, les déplacements en tête de paroi sont également les plus faibles pour des angles compris entre -40 et +30° avec le modèle CESAR. Les valeurs les plus élevées ne sont pas obtenues pour les mêmes orientations dans les deux logiciels. Avec PLAXIS, le déplacement maximal est obtenu pour les orientations -40° et +20° (et est supérieur au déplacement maximal obtenu avec le modèle sans critère orienté) tandis qu'avec CESAR le maximum est obtenu pour + 50° (cette orientation ainsi que 60°, conduit à des déplacements plus élevés qu'avec le modèle sans critère orienté). De plus, l'amplitude des variations de déplacement horizontal maximum est beaucoup plus prononcée avec le modèle CESAR (passage de 8 mm pour les orientations favorables à 17 mm pour la plus défavorable) que le modèle PLAXIS (variation de 10 à 14 mm).

Dans le cas du modèle PLAXIS, les moments obtenus avec le critère orienté sont systématiquement inférieurs à ceux obtenus avec le modèle sans critère orienté alors que dans le cas de CESAR, les angles +50 et +60° conduisent à des moments plus importants (deux fois plus élevés dans le cas de l'orientation la plus défavorable, c'est-à-dire 50°).

Comme pour les déplacements, le domaine de variation des moments maximum est plus restreint avec PLAXIS (de 50 kN.m/ml à 75 kN.m/ml) qu'avec CESAR (de 12 kN.m/ml à 107 kN.m/ml). De plus, les résultats PLAXIS se distinguent nettement des résultats CESAR en termes de moments positifs qui sont totalement absents avec PLAXIS à l'inverse de CESAR où des moments positifs dans la partie haute peuvent être observés (discuté au §3.3.2).

Afin d'expliquer les différences de comportement observées entre les modèles PLAXIS et CESAR, les zones de plastification du terrain pour différentes orientations sont étudiées (figure 3.20 pour PLAXIS et figure 3.21 pour CESAR).

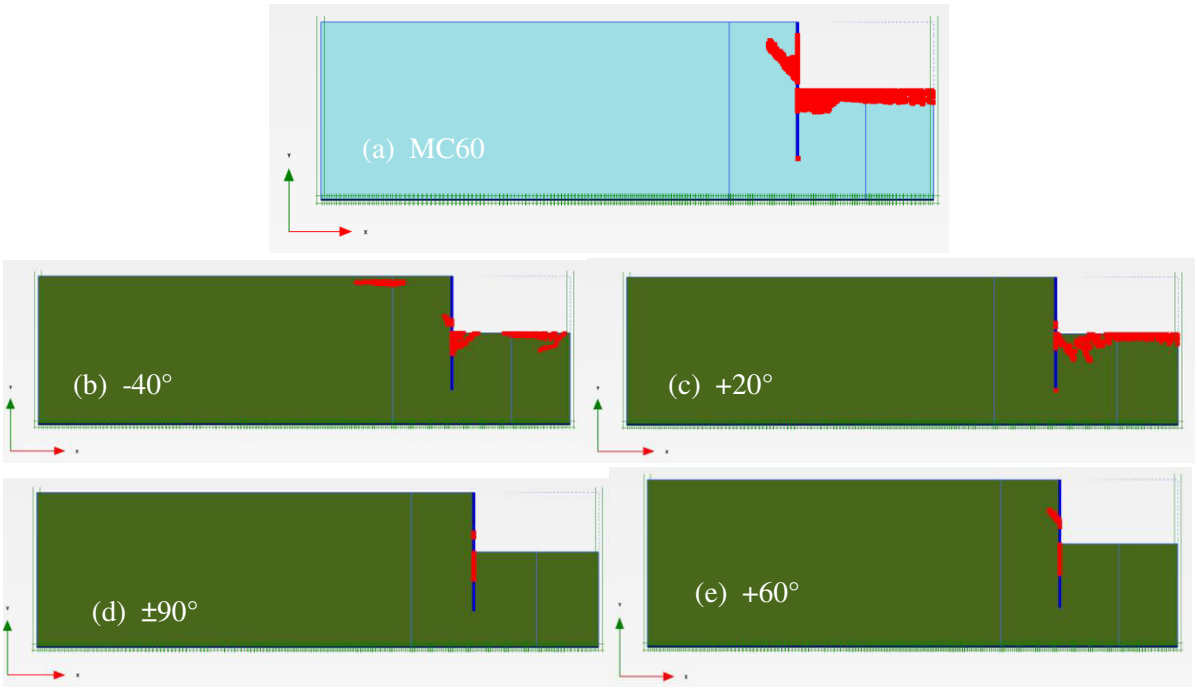


Figure 3.20. Localisation des zones plastifiées pour les différents modèles PLAXIS. (a) Modèle avec critère de plasticité non orienté. (b) Critère de plasticité orienté à -40°. (c) Critère de plasticité orienté à +20°. (d) Critère de plasticité orienté à ±90°. (e) Critère de plasticité orienté à +60°.

La plastification est très prononcée avec le modèle PLAXIS sans orientation du critère de plasticité et combine une plastification sur une épaisseur de terrain importante côté fouille et un plan de rupture nette du côté du terrain soutenu. Ce niveau de plastification n'est jamais obtenu dans le cas des modèles PLAXIS à critère orienté comme cela peut être observé sur les quelques exemples présentés en figure 3.20. Néanmoins, des zones plastifiées sont présentes pour toutes les orientations. Ces zones sont principalement localisées le long de la paroi pour les orientations du critère proche de la verticale (±80° et ±90°). Des zones de plasticité importante ont été observées devant et derrière la paroi pour les orientations ±50, ±60 et -40°. La plasticité se développe uniquement devant l'écran pour les autres orientations.

Dans les modèles CESAR avec critère de plasticité orienté, des zones de plasticité importante, à l'arrière de l'écran, apparaissaient uniquement pour les orientations +50° et -50°. Pour les autres orientations, les zones plastifiées sont beaucoup plus réduites et apparaissaient principalement en butée au niveau du fond de fouille et du pied de paroi.

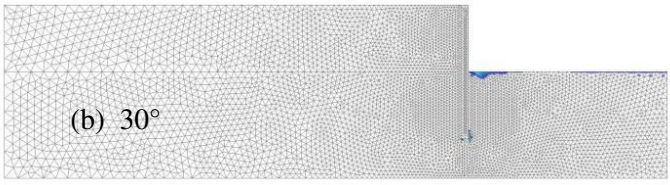


Figure 3.21 Localisation des zones plastifiées pour les différents modèles CESAR. (a) Modèle avec critère de plasticité non orienté, critère de plasticité orienté à +30°.

4. Conclusions

Dans ce chapitre les principaux problèmes identifiés sur des chantiers de soutènement liés à la schistosité et à la fracturation des schistes du Briovérien ont été présentés. Ces problèmes peuvent être répartis suivant deux catégories. La première regroupe tous les problèmes liés à la réalisation des éléments du soutènement : déviation lors des forages, dureté des terrains très variable et éboulements entre les éléments verticaux, lors des phases de terrassement, pour les soutènements discontinus (berlinoise, pieux distants). La deuxième catégorie concerne le comportement général du terrain lors du terrassement. Les déplacements en tout point de la paroi ainsi que les efforts mesurés dans les appuis provisoires (butons, tirants) peuvent être supérieurs à ceux évalués lors de la conception de l'ouvrage de soutènement. Cela traduit un niveau de sollicitation de la paroi supérieur à celui prévu et peut donc nécessiter la mise en place de mesures correctives coûteuses afin de garantir la stabilité de l'ouvrage : préchargement des butons, tirants supplémentaires... L'ensemble de ces problèmes nécessite donc une meilleure prise en compte lors des études techniques de dimensionnement.

Différentes modélisations par éléments finis (à l'aide de deux logiciels commerciaux PLAXIS et CESAR), d'une paroi de soutènement dans un terrain présentant un critère de plasticité orienté (type Mohr-Coulomb), ont été entreprises afin d'évaluer l'impact de l'orientation de ce critère sur la paroi. Les résultats obtenus (déplacements horizontaux, moments et points plastiques dans le terrain) par rapport à un modèle de sol classique sans orientation du critère de plasticité.

L'étude paramétrique visant à déterminer la géométrie du modèle retenu pour le calcul a été réalisée sur PLAXIS et les dimensions retenues furent conservées pour le modèle CESAR. Pour ce dernier, une première étape, visant à définir une interface entre le sol et la paroi donnant des résultats réalistes, a été menée et a abouti à la mise en place d'une interface combinant glissement parfait et couche de sol aux paramètres de plasticité réduits.

Si le comportement général de la paroi pour les deux logiciels et pour un modèle de sol sans critère orienté était comparable (allure de la déformée et de la courbe de moment), les sollicitations obtenues étaient plus importantes avec PLAXIS qu'avec CESAR et dépendant des propriétés de l'interface.

L'utilisation d'un critère de plasticité orienté de type Mohr-Coulomb combiné à un comportement élastique isotrope, rend difficile de modéliser de la même façon et avec les mêmes caractéristiques les terrains dans les deux logiciels. Cela conduit à des comportements de la paroi et du terrain différents dans les deux logiciels. Les sollicitations dans la paroi (déplacement horizontal maximal et moment négatif) étaient plus importantes avec PLAXIS qu'avec CESAR, pour toutes les orientations du critère à l'exception des angles 50 et 60°. Toutefois, la totalité des orientations (sauf 40°) conduisait, dans le modèle CESAR, à l'apparition de moments positifs dans la paroi au-dessus du fond de fouille (comportement inattendu pour un soutènement autostable).

Les résultats obtenus avec CESAR et le critère orienté peuvent avoir plusieurs causes, la première étant que l'interface définie entre la paroi et le terrain n'est pas adapté dans le cas de l'utilisation du critère anisotrope. L'utilisation d'un cluster 2D pour modéliser la paroi entraine la question de la bonne détermination du moment dans celle-ci. Le moment étant calculé à partir des contraintes le long d'une coupe dans la paroi, la position de cette coupe aura une influence importante sur le moment calculé. Enfin la taille du modèle a été déterminée avec une étude paramétrique sous PLAXIS et a directement été transposé à CESAR. Il est donc possible que la taille de modèle choisie ne soit pas adaptée à la modélisation CESAR (conditions aux limites trop proches de la paroi).

L'utilisation des deux modèles à critère orienté utilisés dans CESAR et PLAXIS est limitée aux massifs rocheux schisteux (discontinuités liées à la schistosité). Afin d'étudier un massif, présentant des discontinuités indépendantes de la schistosité, avec un modèle élément finis une solution pourrait

consister à modéliser géométriquement des interfaces au sein du massif afin d'imposer les plans de ruptures. Autrement, un modèle basé sur les différences finies sera à privilégier.

Les différentes études menées dans ce chapitre ont permis d'évaluer l'impact de l'anisotropie du terrain sur le comportement de soutènement. Pour les orientations les plus favorables, les déplacements maximum observés sont diminués de près de 30 % et les moments maximum de 40% par rapport à ceux obtenus avec un modèle isotrope. A l'inverse une orientation défavorable pourra conduire à des sollicitations plus importantes (déplacements 2 fois plus élevés, moments plus importants de quelques pourcents). La prise en compte d'une orientation du critère de plasticité, combinée à une anisotropie élastique dans le cas de PLAXIS, a donc un impact réel sur le soutènement et ceci même si les deux modèles testés ne donnent pas des résultats identiques. Ces éléments justifient donc une meilleure caractérisation de ces terrains mais également une meilleure connaissance des modèles implémentés dans ces logiciels commerciaux.

La pertinence d'un modèle par rapport à un autre, pour la modélisation des schistes briovériens n'a toutefois pas pu être évaluée en l'absence de résultats d'instrumentation (déformée, efforts dans les appuis provisoires tels que les butons ou les tirants) sur des parois de soutènement réalisées dans ces terrains et demanderont donc une évaluation postérieure, par exemple lorsque les résultats d'instrumentation sur la seconde ligne de métro seront disponibles.

Chapitre 3 : Caractérisation pétrographique et minéralogique

1. Introduction

Dans le chapitre I, la variabilité des faciès du Briovérien à l'échelle du massif Breton a été présentée. Une variabilité peut également être observée à l'échelle du bassin rennais, voire de celle d'un chantier. La variabilité des sédiments d'origine ne peut expliquer seule la variété des faciès pouvant être observés. Les terrains du Briovérien ont également subi au cours du temps toute une série de processus physico-chimiques (métamorphisme, circulations d'eau…) qui les ont altérés à des degrés variables. L'objectif de ce chapitre est donc de caractériser cette altération depuis l'échelle microscopique jusqu'à l'échelle macroscopique. Dans cette optique, les résultats d'observation de lames minces réalisées parallèlement et perpendiculairement à la schistosité (quand celle-ci est identifiée à l'œil nu) sont présentés dans un premier temps. Les observations réalisées au microscope à balayage électronique constituent le deuxième axe de ce chapitre. Enfin, les résultats de caractérisation par diffraction des rayons X sont présentés dans la dernière partie du chapitre.

2. Notions d'altération des roches

L'altération étant le résultat d'une action extérieure à la roche sur cette dernière, les facteurs influençant l'altération sont liés d'une part à la nature même de la roche (minéralogie et les propriétés physiques, thermiques et mécaniques qui en découlent), et d'autre part à la nature des actions agissantes (eau, variations de températures, modification de l'état de contrainte en place...). Comme le résume Takarli dans sa thèse (Takarli, 2007), les facteurs d'altération peuvent être divisés en 2 catégories : les facteurs intrinsèques et les facteurs extrinsèques.

2.1. Facteurs intrinsèques

La composition minéralogique d'une roche détermine en grande partie son comportement. La susceptibilité, à l'eau par exemple, est très variable d'une roche à l'autre en fonction des minéraux qui la composent.
Les micro-discontinuités et la porosité d'une roche influent également fortement sur sa propension à s'altérer. En effet, ils traduisent la capacité, plus ou moins grande, de la roche à laisser circuler un fluide dans son espace poreux selon que les différents vides (pores et/ou fractures) sont interconnectés ou non. Leurs origines peuvent remonter à la formation de la roche ou être dues à des sollicitations postérieures (mécaniques, physiques ou chimiques). Une roche très fissurée et très perméable s'altérera plus vite qu'une roche peu fissurée et peu perméable (Anon 1995).
La dilatation hydrique est une propriété physique prépondérante dans le cas des schistes, elle traduit la propension de la roche à gonfler en présence d'eau. Cette capacité de gonflement est principalement due à la présence d'argiles gonflantes (smectite). En gonflant, les argiles exercent une pression

mécanique supplémentaire sur la structure de la roche pouvant engendrer une fissuration plus ou moins importante suivant la résistance en traction que la roche peut développer. Cette fissuration constitue un vecteur privilégié de l'altération.
Les propriétés thermiques de la roche sont fonctions des minéraux qui la composent. En effet, une capacité d'expansion des minéraux très variable peut être observée sous sollicitation thermique. Ces dilatations différentielles peuvent engendrer des tensions au sein de la roche et provoquer ainsi une fissuration de celle-ci. Enfin, les facteurs tels que la cohésion inter-granulaire, la dureté des minéraux constitutifs de la roche ou encore la résistance mécanique intrinsèque de la roche sont autant de facteurs influant sur la capacité de cette dernière à résister aux différentes sollicitations extérieures.

2.2. Facteurs extrinsèques

Des facteurs environnementaux sont susceptibles d'avoir un impact important sur l'altération d'une roche. En effet, lors de travaux de soutènements, la roche peut parfois être mise à nue (paroi berlinoise, paroi de pieux distants...) et de ce fait soumises à des conditions environnementales très variables. Une partie des facteurs susceptibles d'intéresser les schistes sont détaillés ci-dessous.
Le principal facteur environnemental qui influe sur l'altération des schistes est la présence d'eau (nappe, pluies, eau de ruissèlement). L'eau peut entrainer une altération de la roche par le biais de différentes réactions chimiques au niveau des minéraux qui la composent (hydratation, hydrolyse, éventuellement oxydation...). Dans l'hypothèse où la roche contient des éléments solubles, ces derniers sont susceptibles de se dissoudre tandis que les parties insolubles peuvent ne pas être modifiées ou peuvent se recombiner avec les ions présents dans l'eau d'agression (c'est le phénomène d'héritage, Takarli 2007).
L'action de l'eau sur la roche sera conditionnée par son pH, par les ions qu'elle peut contenir et par leur interaction possible avec les minéraux présents dans la roche. La vitesse des réactions mises en jeu dépend également de la température à laquelle elles sont réalisées. L'action de l'eau sera également conditionnée par les conditions de sa circulation au sein de la roche (via notamment des réseaux de fractures interconnectées). Dans le cas où l'eau circule rapidement, son action sur la roche sera limitée car la solution formée suite aux réactions sera rapidement diluée. De même, une circulation réduite, voire une eau stagnante, entrainera une saturation rapide de la solution et donc l'arrêt des réactions chimiques (Bell, 1992).

Bien évidemment, comme évoqué précédemment, la composition minéralogique de la roche a une grande influence sur son potentiel de réaction avec l'eau et les ions qu'elle contient. Alors que le quartz SiO_2 ne s'altère pas dans des conditions climatiques tempérées, certains ions se révèlent solubles dans l'eau (K, Na, Ca...) tandis que d'autres se réarrangent sous de nouvelles formes stables (l'incorporation des molécules de H_2O entre les feuillets élémentaires des argiles de type smectite tel que visible sur la figure 2.1).
Les variations de température, même faibles, sont également suspectées d'engendrer une altération de la roche par un phénomène de fatigue mécanique, notamment quand ces variations interviennent de manière répétée comme par exemple lors des cycles jour/nuit (chaleur reçue en journée via le rayonnement solaire et refroidissement la nuit par émission infrarouge de la roche).

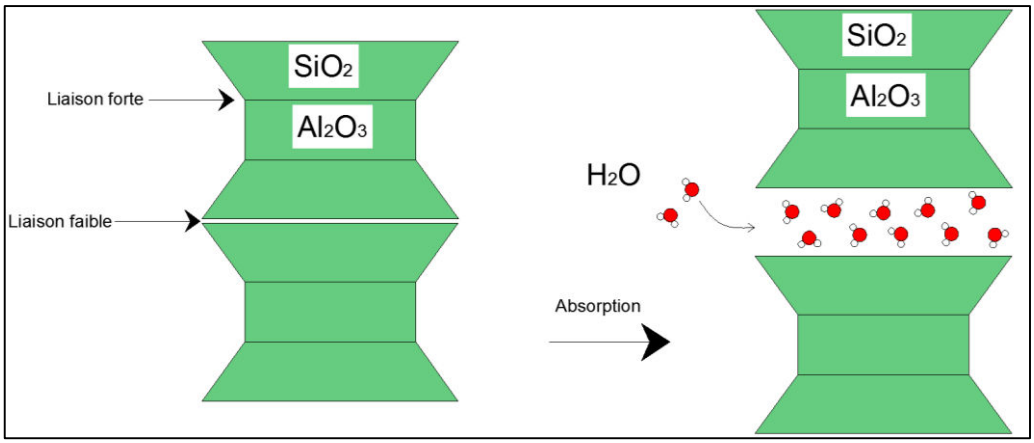


Figure 2.1 Illustration du phénomène de gonflement des argiles dans le cas de la smectite

3. Lieux et méthodes de prélèvements des échantillons

Le prélèvement des échantillons étudiés dans le cadre de cette thèse a été réalisé dans différentes conditions et en des localisations dispersées sur Rennes et ses environs. La première méthode employée a consisté à prélever des échantillons dans des talus, naturels ou laissés apparents après travaux. Des blocs de tailles variables ont été directement extraits de ces talus, cette extraction ayant été facilitée par la fracturation importante des schistes.

La seconde méthode employée a consisté en la réalisation de prélèvements sur des chantiers de soutènement du groupe Dacquin durant les phases d'excavations (figure 3.1). Le matériau était alors prélevé, au fur et à mesure des terrassements, sous forme de blocs de taille plus ou moins importante. Pour un même chantier les prélèvements étaient donc étalés sur plusieurs jours afin de récupérer du matériau à différentes profondeurs mais aussi en différents endroits du chantier.
L'inconvénient majeur de ces méthodes de prélèvement est qu'elles ne permettent pas de connaître l'état hydrique *in situ* du matériau prélevé puisque celui-ci se trouve exposé à l'air libre pendant des durées indéterminées. Les mesures de teneur en eau n'ont donc pas été effectuées au moment du prélèvement. Cependant, la teneur en eau a été systématiquement mesurée après la réalisation des essais mécaniques (chapitre 4).

Figure 3.1 Excavation à la pelle mécanique sur un chantier de soutènement (source : Dacquin)

Les prélèvements se sont étalés sur 2 ans et ont été principalement conditionnés par la réalisation de chantiers dans les terrains du Briovérien. Les prélèvements sur chantier correspondent à des matériaux situés entre 2 et 8 m de profondeur (8 m correspondant à la profondeur maximale excavée sur les chantiers prélevés) et plusieurs prélèvements ont pu être effectué sur le même lieu. En l'absence d'évolution franche, avec la profondeur de prélèvement, des faciès observés, la profondeur exacte de chaque prélèvement n'a pas été relevée. A l'inverse, pour certains chantiers, des variations de faciès horizontales, caractérisées par des degrés d'altérations très différents (argilisation plus ou moins prononcée de la roche), étaient clairement visible (variation observable sur 30 m). Cette variation de faciès intervenait dans des directions différentes de la schistosité. Cette dernière s'est révélée être subverticale dans la majorité des excavations où elle pouvait être observée et était donc perpendiculaire à la variation de faciès visuel (figure 3.2).

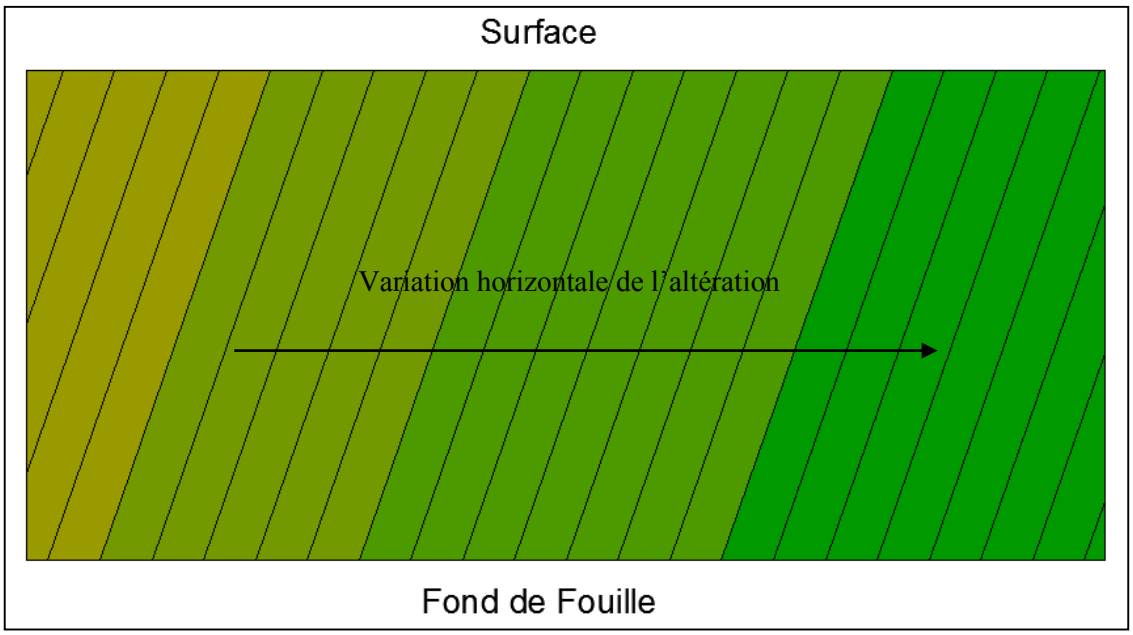


Figure. 3.2 Variation latérale de l'altération, perpendiculairement à la schistosité : cas de couches redressées.

Les lieux de prélèvement ont été nommés de A à L dans l'ordre chronologique des prélèvements. Ces lieux de prélèvements sont repérés sur la carte géologique de Rennes (Trautmann et Paris, 2000) présentée en figure 3.3. Dans les cas où différents faciès visuels étaient observés *in situ*, plusieurs prélèvements ont été réalisés sur un même chantier au sein de ces différents faciès. Par exemple, dans le cas du prélèvement C, trois faciès ont été identifiés et numérotés de C1 à C3.
Les prélèvements ont ensuite été conservés à température ambiante. Aucune précaution particulière n'a été prise pour maintenir les échantillons dans l'état hydrique du moment de leur prélèvement. En effet, comme évoqué ci-dessus, et compte tenu du mode de prélèvement (sur des déblais à l'air libre), la teneur en eau des échantillons prélevés n'est pas forcément représentative de celle du matériau en place (séchage à l'air, exposition directe à la pluie…). Le tableau 3.1 présente la nomenclature utilisée par la suite pour l'ensemble des prélèvements réalisés. L'aspect visuel des matériaux au moment de leur prélèvement est également indiqué.

Tableau 3.1. Nomenclature des prélèvements

Repère	**Aspect visuel**	**Texture**
A	Beige argileux	Fine
B	Gris argileux	Fine
C1	Gris ardoise	Fine
C2	Gris argileux	Fine
C3	Beige argileux	Fine
D	Beige argileux	Fine
E	Gris gréseux	Granuleuse
F	Beige gréseux	Granuleuse
G	Gris argileux	Fine
H	Marron gréseux	Granuleuse
I	Gris/marron argileux	Fine
J1	Schiste rouge ordovicien (non testé)	Fine
J2	Gris/beige avec inclusions (microgranite)	Granuleuse
J3	Marron ardoise argileux	Fine
J4	Gris argileux à gréseux	Fine
K1	Gris/vert fin et compact gréseux	Granuleuse
K2	Gris/vert compact gréseux	Granuleuse
K3	Gris gréseux granulaire	Granuleuse
L1	Beige argileux	Fine
L2	Gris ardoise argileux	Fine

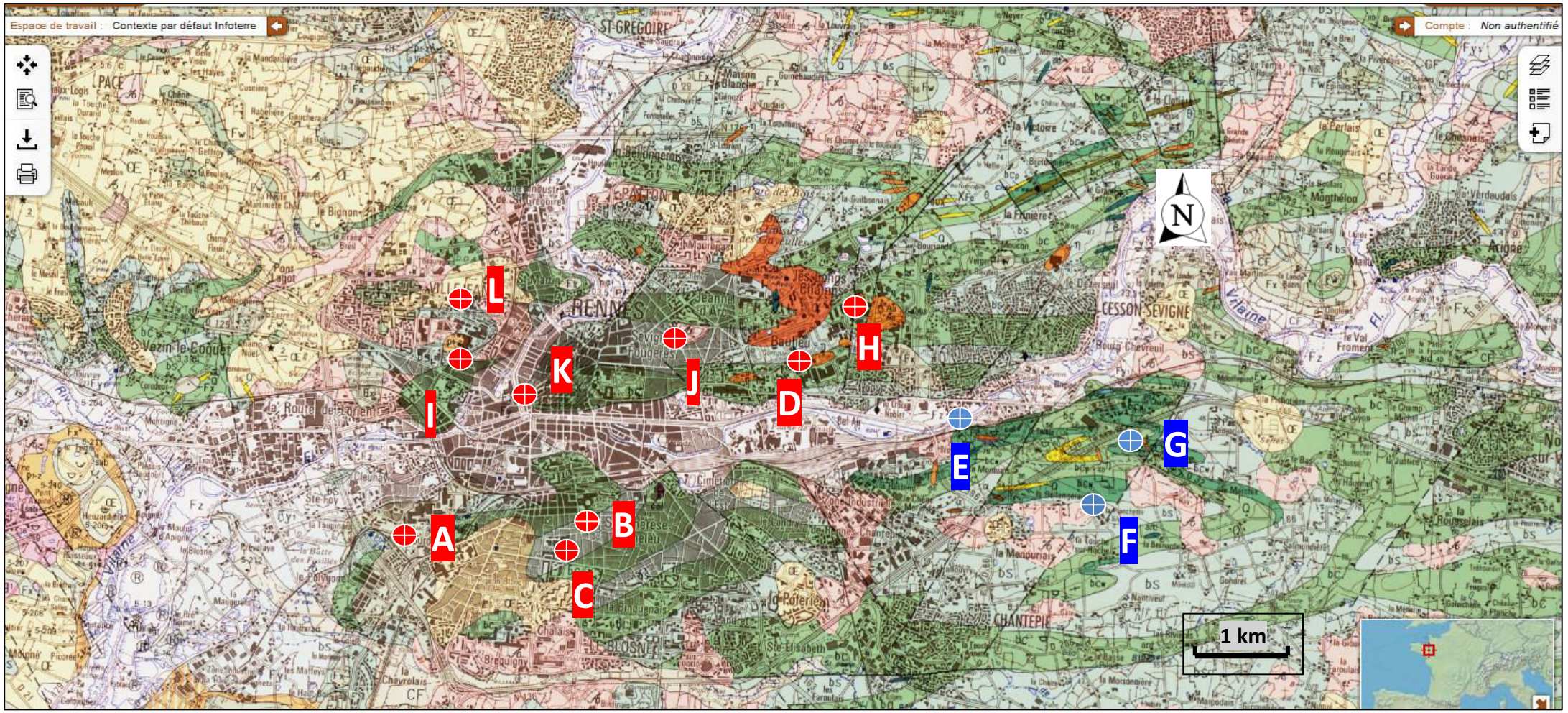


Figure 3.3 Repérage des points de prélèvements sur la carte géologique de Rennes (Trautmann et Paris, 2000), d'après le site (www.infoterre.brgm.fr)

: Prélèvement sur chantier : Prélèvement sur affleurement

4. Etude pétrographique

4.1. Méthode d'observation et de classification

L'étude pétrographique constitue la première étape de la caractérisation des schistes à l'échelle microscopique. L'étude est davantage qualitative que quantitative quant aux proportions des différents minéraux. Compte tenu de la granulométrie très fine des échantillons observés, une analyse quantitative par comptage aurait été extrêmement longue et compliquée. L'observation en lame mince a, par contre, permis d'évaluer le niveau d'altération des échantillons grâce à la présence et à la proportion (évaluation qualitative) de produits d'altérations (minéraux opaques, leucoxènes et goethite). Le degré d'altération combiné à la gamme granulométrique des échantillons (selon le tableau 4.1) a permis de les classer. La microfissuration des minéraux (principalement de quartz) a également été notée lorsqu'elle était visible.

Tableau 4.1 Classification des échantillons basée sur la granulométrie (d'après Blott et Pye, 2001)

Granulometry Range	**Type**
X < 2 µm	Argillite
2 µm < X < 4 µm	Siltite très fine
4 µm < X < 8 µm	Siltite fine
8 µm < X < 16 µm	Siltite moyenne
16 µm < X < 31 µm	Siltite grossière
31 µm < X < 63 µm	Siltite très grossière
63 µm < X < 125 µm	Grès très fin
125 µm < X < 250 µm	Grès fin
250 µm < X < 500 µm	Grès moyen

Dans le cas des grès, deux autres éléments déterminent leur classification. Le premier est la quantité de quartz par rapport à la quantité de feldspath et de fragments rocheux, le second est le pourcentage de matrice (minéraux fins entourant les minéraux principaux, figure 4.1).

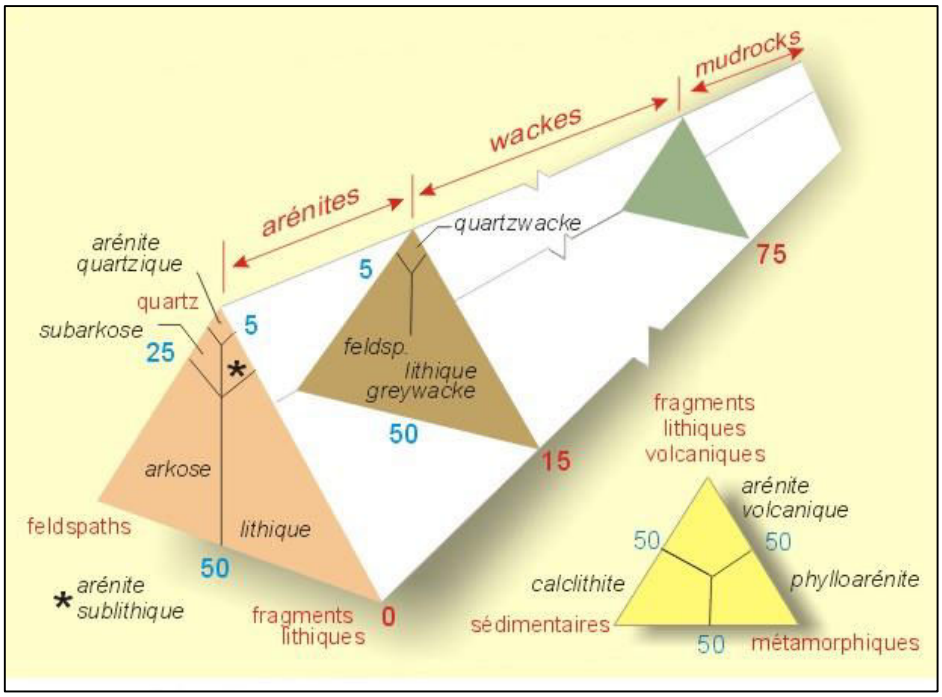


Figure 4.1 Classification des grès d'après Dott (1964)

Pour chaque prélèvement, deux lames minces ont été réalisées, l'une orientée parallèlement et l'autre orientée perpendiculairement à la schistosité (dans le cas d'échantillons où aucune schistosité n'était identifiable, 2 lames ont été préparées dans des directions arbitraires). La direction de schistosité a été systématiquement indiquée sur les lames sur lesquelles elle était observable. Les observations de lames minces ont été réalisées par deux étudiants géologues sous la supervision de Marie-Pierre Dabard, maître de conférences à l'Université Rennes I. Afin de ne pas noyer le lecteur sous un nombre important d'informations pouvant se révéler être redondante, seule la description des deux grandes familles de schistes identifiées est présentée au sein de ce chapitre via deux sites de prélèvement représentatifs (C et K). Les résultats détaillés pour chaque échantillon étudié sont rassemblés en annexe 1. La différenciation entre muscovite, chlorite, illite et smectite n'étant pas toujours évidente au microscope optique, ces minéraux sont regroupés sous leur appellation générique phyllosilicates.

4.2. Résultats des observations

Les observations ont permis de montrer, comme les analyses DRX, une certaine homogénéité au niveau de la composition minéralogique des échantillons. Le quartz et des phyllosilicates sont systématiquement présents. Les variations les plus importantes concernent les minéraux secondaires tels que les minéraux opaques et la Goethite (tableau 4.2). Les figures 4.2 et 4.3 présentent à titre d'exemple les lames minces observées pour le site C et K.

Le site C correspond à un faciès de type siltite avec une schistosité clairement identifiable. La granulométrie de cet échantillon correspond à une siltite grossière (granulométrie comprise entre 16µm et 31 µm) selon la classification de Blott et Pye.

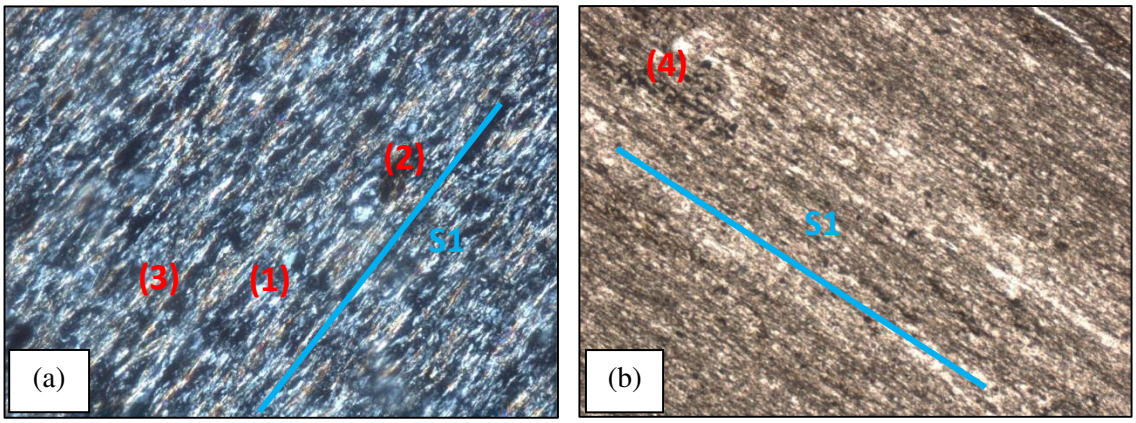


Figure 4.2 Site C. (a) Lame perpendiculaire à la schistosité, en zone courante, en lumière polarisée analysée. (b) Lame perpendiculaire à la schistosité, en zone courante, en lumière polarisée non analysée. (1) : Quartz, (2) : Leucoxène, (3) : Muscovite, (4) Minéraux opaques, S1 : Direction de la schistosité

Le site K correspond quant à lui à un faciès gréseux ne présentant aucune orientation privilégiée des minéraux et dont la granulométrie est importante (grès moyen, granulométrie supérieure à 250 µm).

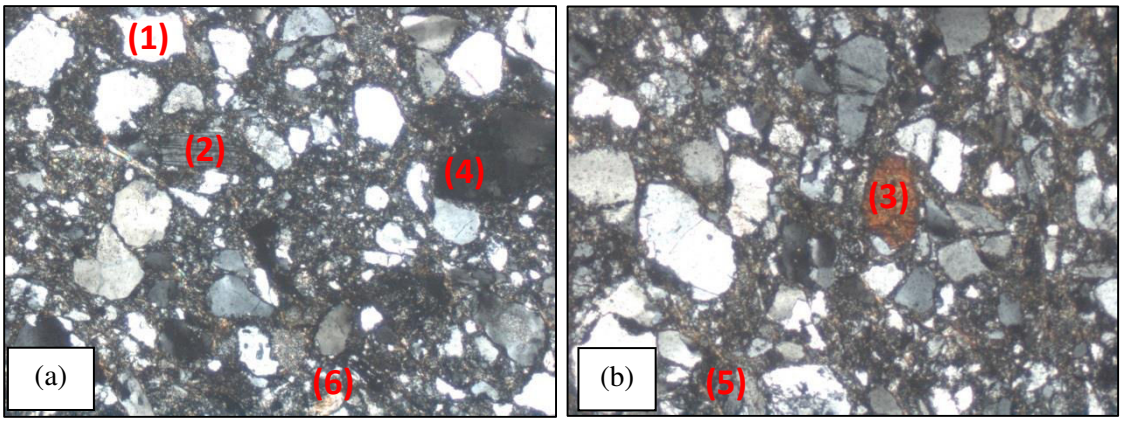


Figure 4.3 Site K. (a & b) Lames en lumière polarisée et analysée (1) : Quartz, (2) : Plagioclases, (3) : Tourmaline, (4) Minéraux opaques, (5) : Orthose, (6) : Muscovite

Pour l'ensemble des échantillons étudiés, la présence des minéraux opaques constituent le principal indicateur du niveau d'altération des matériaux. Leur observation a systématiquement été utilisée pour établir un degré d'altération qualitatif du prélèvement observé, du plus altéré (degré d'altération noté « 4 ») au moins altéré (degré d'altération noté « 0 »).

La granulométrie observée a permis également de définir la nature des matériaux, suivant la classification présentée dans le tableau 4.1. Les échantillons présentent des granulométries étalées depuis de faibles granulométries correspondant à des siltites très fines (site B, granulométrie comprise entre 3 et 10 µm) jusqu'à des granulométries correspondant à des grès moyens (granulométrie entre 300 et 700 µm pour les trois faciès du site K).

Une synthèse de l'ensemble des données obtenues à partir de l'observation des lames minces est présentée sous forme de tableau (tableau 4.2). Ces résultats, bien qu'informatifs, nécessitent d'être complétés par la réalisation d'essais supplémentaires permettant d'établir un lien avec le degré d'altération qualitatif établis à partir de l'observation des lames minces.

Tableau 4.2 Synthèse des informations pétrographiques

Site	Abondance des minéraux			Degré d'Altération	Teneur en argiles	Nature d'après granulométrie	Observations
	++	+	-				
A	Quartz, Chlorite, Illite et Leucoxènes	Feldspath K, muscovite et biotite		4	Forte	Siltite très grossière	Veine de quartz tapissée en phyllithes et leucoxènes
B	Quartz, phyllosilicates (muscovite, illite, chlorite)	minéraux opaques	Goethite	2	Forte	Siltite très fine	Veine de quartz remplie de quartz polycristallin et de Goethite. Schistosité de Flux
C2	Quartz, phyllosilicates (muscovite, illite, chlorite)	Minéraux opaques, Goethite		3	Forte	Siltite grossière	Schistosité de flux
C3	Quartz, phyllosilicates (muscovite, illite, chlorite)	Minéraux opaques, Goethite, leucoxènes		4	Forte	Siltite grossière	Schistosité avec début de recristallisation des phyllithes de l'ordre de 20 µm
D	Quartz, phyllosilicates (muscovite, illite, chlorite)		feldspaths, Minéraux opaques et Goethite	1	Faible	Siltite moyenne	Schistosité bien marquée
E	Quartz, phyllosilicates (muscovite, illite, chlorite)	Feldspaths plagioclases	Minéraux opaques et Goethite	1	Moyenne	Grès très fin	Schistosité de type 2 sécante à la stratification
F ⊥	Quartz, phyllosilicates (muscovite, illite, chlorite)	Plagioclase – feldspath	Zircon	0	Faible	Grès très fin	Alternance de siltite fine (20 µm) et de grès très fin (90µm) Schistosité de flux dans la siltite.
F//	Quartz, phyllosilicates (muscovite, illite, chlorite)	Plagioclase – feldspath		0	Faible	Grès très fin	Grains : 100 à 250µm. Wacke avec une matrice tapissée par les oxydes
G	Quartz, phyllosilicates (muscovite, illite, chlorite)		Biotite chloritisée, minéraux opaques, Goethite	0	Forte	Siltite grossière	Schistosité bien marquée

H	Quartz, phyllosilicates (muscovite, illite, chlorite)	Grains feldspath k, quartz. Matrice : phyllithes		0	Faible	Grès très fin	Grains fins (65 µm) à la base et plus grossiers au sommet (125µm).
I	phyllosilicates		Quartz, muscovite et minéraux opaques	2	Moyenne	Siltite grossière	Schistosité sécante à la stratification
J2	Phénocristaux : Feldspath K Mesostase : Feldspath K et Quartz	Quartz, plagioclase altéré	Biotite, chlorite et muscovite	1	Forte	Microgranite	
J4	Phyllosilicates		Quartz et chlorite	3	Moyenne	Siltite très grossière	S0 // S1
K1	Quartz (mono-micro-poly cristallin) – feldspath K		Chlorite, muscovite et minéraux opaques	1	Faible	Grès moyen	Grains de quartz (1 mm) avec des rutiles-grains de phtanite Phase de liaison : 15%
K2	Quartz (monomicro-poly cristallin)-feldspath k	Muscovite, chlorite et plagioclase	Pistachite et tourmaline	1	Faible	Grès moyen	Phase de liaison 30 %
K3	Quartz, plagioclase, minéraux opaques		Feldspath K, pistachite, muscovite	1	Faible	Grès moyen	Grains :700µm.fragments lithiques de grès et de siltite (+grains de quartz 80 µm)
L1	Quartz, Muscovite et minéraux opaques		Feldspaths K, plagiclases et biotite chloritisée	1	Forte	Siltite très grossière/ Grès très fin	Grains : 40 à 100µm Schistosité de type2 // à la stratification. Sans phase de liaison-
L2	Quartz et minéraux opaques	Muscovite, illite		4	Forte	Siltite grossière	S0 // S1

5. Etude au microscope à balayage électronique

La caractérisation des échantillons est poursuivie à l'échelle microscopique avec l'observation de prélèvements au microscope à balayage électronique (MEB).

5.1. Principe et application pour l'étude des roches

L'utilisation de la technique de microscopie à balayage électronique permet d'étudier la structure des matériaux à l'échelle microscopique. La conception du microscope à balayage électronique (MEB) remonte à 1929 mais il fallut attendre les années 1960 pour voir les premières applications commerciales du procédé.

Le principe de base de cette technique d'observation consiste à envoyer un faisceau d'électrons sur la surface de l'échantillon à observer. L'échantillon réémet alors des électrons dit « secondaires » qui vont être détectés par un capteur relié à un système qui va réinterpréter la variation d'intensité dans le signal reçu en variation de distance (figure 5.1).

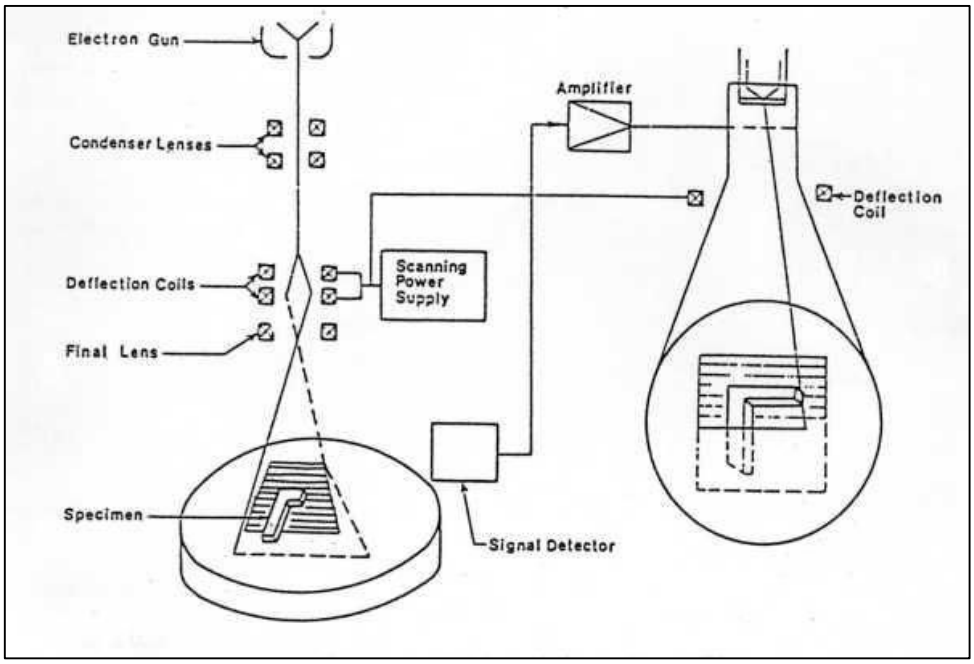


Figure 5.1 Principe de base d'un MEB. Source : Université Rennes I

L'observation au microscope à balayage électronique est souvent complétée par de la micro-analyse électronique (EDS). Le bombardement par un faisceau d'électron de l'échantillon provoque une émission de rayons X permettant d'identifier les différents éléments le composant.

Cette technique, usuellement utilisé dans le domaine de la métallurgie pour la caractérisation de la fissuration, peut être utilisée pour la caractérisation des roches. Pour cela, il est nécessaire de procéder à une « métallisation » de l'échantillon avant observation afin de le rendre conducteur. L'application à la caractérisation des roches (Schleicher et al., 2006; Chalmers et al., 2009 ; Bai et al., 2013) est

néanmoins courante et permet d'une part d'évaluer la minéralogie de l'échantillon étudié mais également la structure de la roche (porosité, altération des minéraux, fracturation…).

5.2. Etude des prélèvements

5.2.1. Présentation

L'étude des schistes prélevés a été réalisée au sein du Centre de Microscopie Electronique à Balayage et microanalyse (C.M.E.B.A.) rattaché à l'université de Rennes I. Le microscope utilisé était équipé d'un système d'analyse EDS.
Cette étude a été réalisée sur un nombre limité d'échantillons. Toutefois, les principaux types de faciès observés (argileux et gréseux) ont été analysés. Les sites étudiés sont B, C1, D (échantillons argileux) et F (échantillon gréseux). De plus, dans le cas des échantillons B et D, deux échantillons présentant dans un cas un aspect argileux homogène et dans l'autre cas, un aspect argileux avec des dépôts d'oxydes (de couleur rouille) sur une de ces faces ont été testés (figure 5.2).

Figure 5.2 Echantillons avant métallisation. De gauche à droite : B rouille, B, F, C1, D et D rouille

5.2.2. Observations au MEB

L'objectif de ces observations est d'établir d'une part, s'il existe une différence notable en termes d'organisation microstructurale entre les échantillons à texture fine (argileux) et les échantillons à texture granuleuse (gréseux), et d'autre part d'observer sous quelle forme se présente l'altération à l'échelle de la microstructure.

Sur la figure 5.3, deux types d'organisation microstructurale peuvent être observées. Les photos (a) et (c), correspondent à des échantillons argileux. L'échantillon (a) montre une organisation en plaquettes (feuillets d'argiles) avec des tailles variables. L'échantillon (c), présente des dépôts de goethite, produits d'altération. Les photos (b) et (d), correspondent quant à eux, à des échantillons gréseux et présentent une organisation granulaire (quartz) davantage visible et des feuillets d'argile en quantité beaucoup plus limitée que dans les deux autres échantillons.

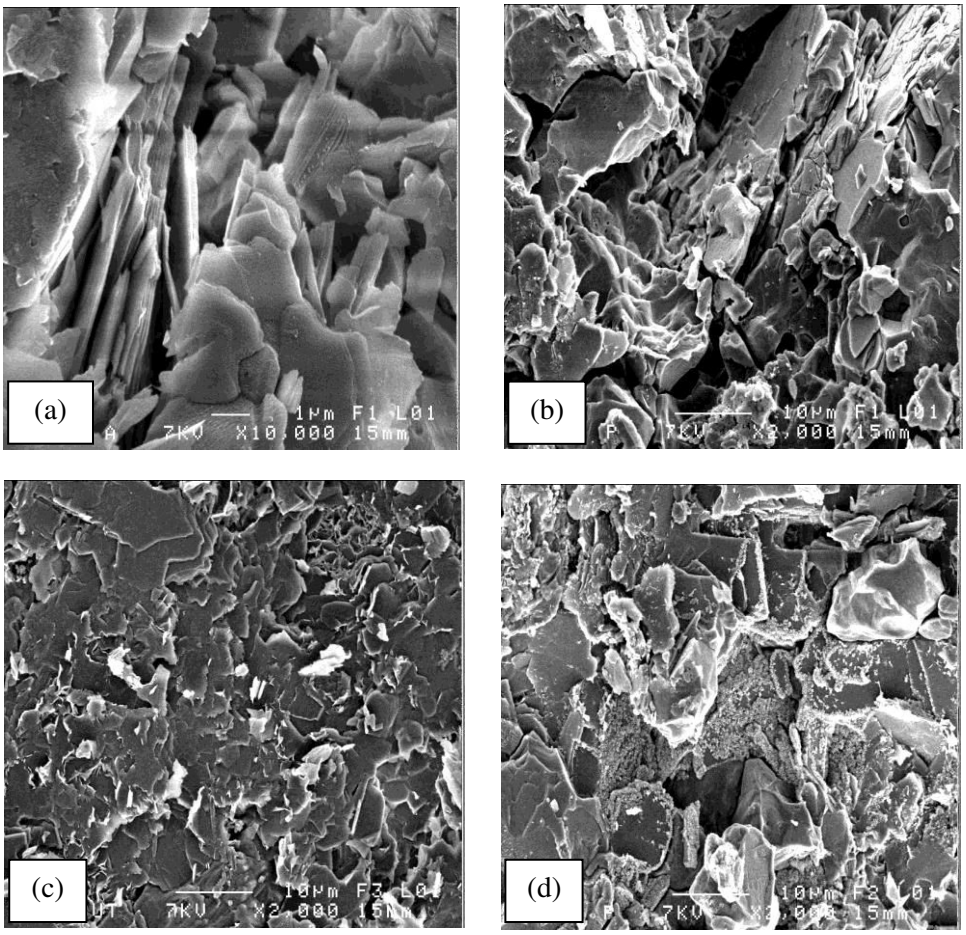


Figure 5.3 Organisation structurale. (a) : B, (b,d) : F, (c) : C1 (grossissement :x10 000 pour (a) et x 2000 pour (b,c,d))

L'altération des schistes peut prendre différentes formes comme cela est présenté sur la figure 5.4. Sur la figure 5.4(a), une fracturation et un morcellement prononcés des minéraux argileux peut-être observée. Sur la figure 5.4(b) un cristal de quartz nettement altéré est visible. L'altération peut prendre également la forme de dépôts d'oxydes. La figure 5.4(c) montre un dépôt de goethite (échantillon F), et la figure 5.4. (d) montre des oxydes de fer (échantillon D).

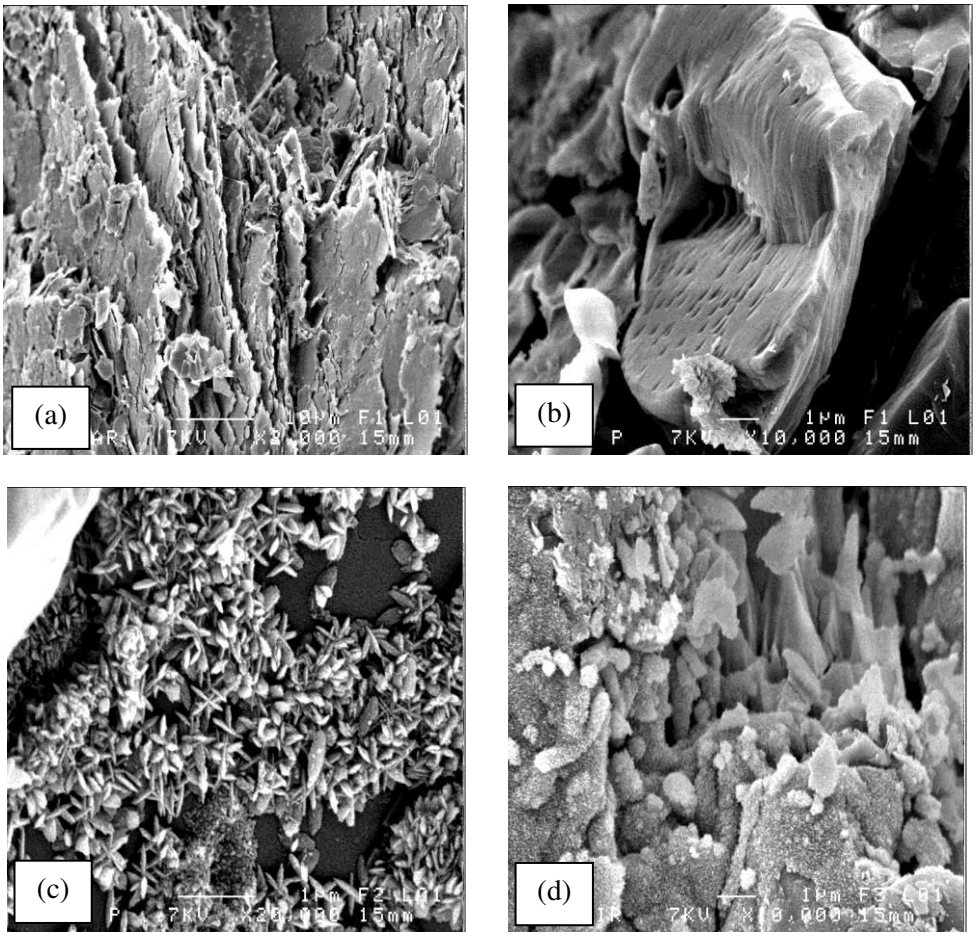


Figure 5.4 Différentes formes d'altération. (a,b) : B, (c) : F, (d) : D (grossissement x 2 000pour (a) ; x10 000 pour (b) et (d) ; x20 000 pour (c))

L'altération se matérialise donc par la présence de minéraux caractéristiques (goethite, oxydes) complétée, pour certains échantillons, par une microfissuration des quartz.

5.2.3. Analyse dispersive en énergie (EDS)

Les observations au MEB ont été complétées par des analyses EDS par zones (figure 5.5) pour avoir un aperçu global de la teneur en différents éléments et des analyses ponctuelles (figure 5.6) pour caractériser les oxydes qui étaient présents.

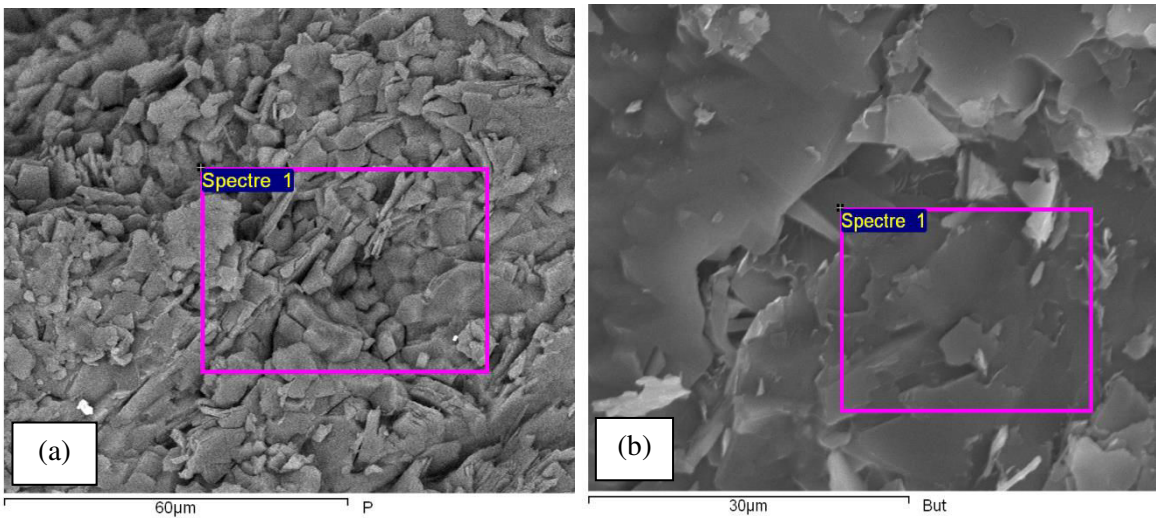


Figure 5.5. Analyses EDS par zone. (a) : F, (b) : C1

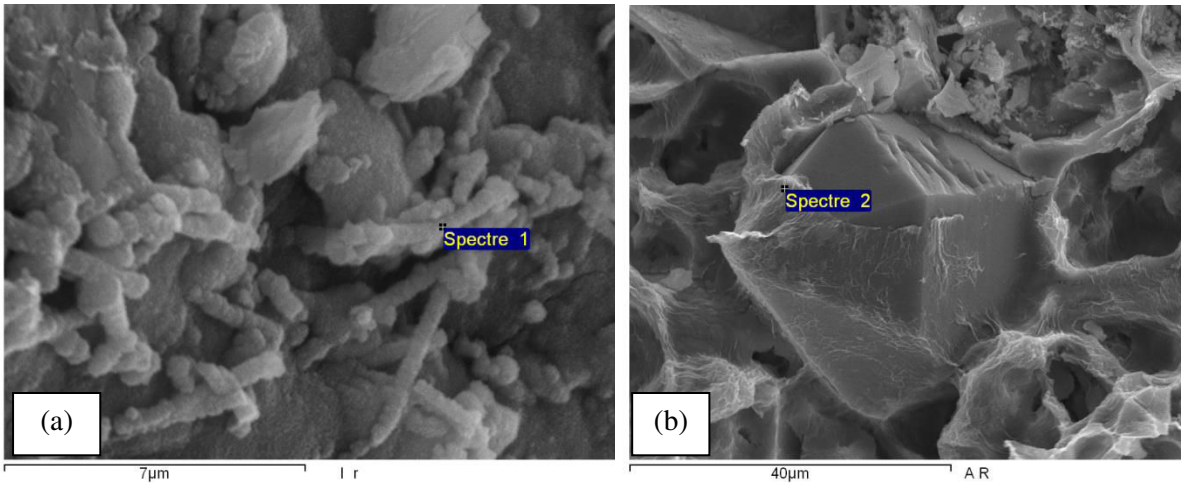


Figure 5.6. Analyses EDS ponctuelles (a) : D et (b) : B

Les teneurs en différents éléments des échantillons présentées en figure 5.4 et 5.6 sont rassemblées dans le tableau 5.1. Les teneurs obtenues pour les analyses par zones sont compatibles avec la présence de quartz (Si, O) et d'argiles telles que l'illite $(\underline{K},\underline{H_3O})(\underline{Al},\underline{Mg},\underline{Fe})_2(\underline{Si},Al)_4\underline{O_{10}}[(\underline{OH})_2,(\underline{H_2O})]$, la kaolinite $Al_2Si_2O_5(OH)_4$ ou la chlorite $(Fe,Mg,Al)_6(Si,Al)_4O_{10}(OH)_8$. Les analyses ponctuelles réalisées pour les échantillons B et D mettent en évidence une teneur importante en fer, confirmant la présence d'oxydes de fer à la surface des minéraux caractéristique d'une altération de surface.

Tableau 5.1. Teneur en différents éléments des 4 faciès testés

Type d'analyse	PAR ZONE				PONCTUELLE			
Echantillon	F		C_1		B		D	
Elément	% Masse	% Atomique	% Masse	% Atomique	% Masse	% Atomique	% Masse	% Atomique
O	61,62	74,37	54,74	69,62	59,72	74,37	63,99	81,16
Si	29,24	20,1	24,43	17,7	30,47	21,62	7,18	5,19
Al	4,28	3,06	9,43	7,11	1,34	0,99	8,16	6,14
Fe	2,75	0,95	6,06	2,21	8,48	3,03	20,68	7,51
Mg	/	/	1,82	1,52	/	/	/	/
K	0,76	0,37	3,51	1,83	/	/	/	/
Na	1,36	1,14	/	/	/	/	/	/
Ca	/	/	/	/	/	/	/	/

6. Caractérisation par diffraction des rayons X

6.1. Principe et méthodologie

L'utilisation de la technique de la diffractométrie des rayons X est couramment utilisée pour l'identification des minéraux argileux (Gy et al., 1995 ; Moore & Reynolds, 1997 ; Poppe et al., 2001). Ce type d'essai est basé sur la loi de Bragg qui relie la longueur d'ondes λ des rayons X incidents à la distance inter-réticulaire « d » (caractéristique de la structure du minéral) et à l'angle d'incidence θ des rayons X suivant l'équation 6.1. Un schéma illustrant ce principe est présenté dans la figure 6.1.

$$n\lambda = 2d\sin\theta \quad (6.1)$$

n indique l'ordre de réflexion.

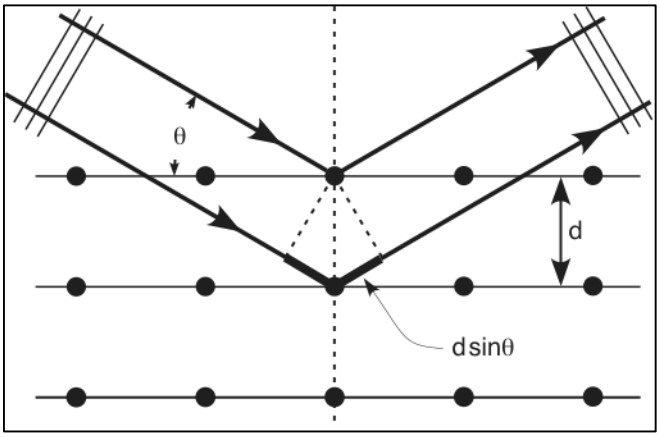


Figure 6.1. Illustration de la loi de Bragg

Le protocole expérimental à suivre pour tester un échantillon est précis. La roche testée est, dans un premier temps, broyée sous forme de poudre, puis humidifié avec de l'eau distillée (afin de ne pas contaminer l'échantillon avec des minéraux supplémentaires) et enfin disposée sur une lame mince pour analyse. L'échantillon est alors exposé à des rayons X (de longueur d'onde connue) en faisant

varier leur angle d'incidence. Ces rayons vont alors être diffractés par l'échantillon testé. Le résultat obtenu est un diagramme de diffraction sur lequel peuvent être observés plusieurs pics de diffraction. Ces pics, une fois identifiés permettent de connaitre la composition minéralogique de la roche testée. Cette identification passe par un processus de comparaison du diagramme obtenu avec les diagrammes connus de minéraux purs. Plusieurs méthodes existent pour l'identification des minéraux présents, la plus utilisée étant la méthode de Fink. Le recours à des logiciels d'identification automatique des phases est possible mais il se fait forcément en complément d'une identification manuelle car des composés très différents peuvent avoir des pics de diffraction très proches.

Afin de différencier les types d'argiles ayant des pics de diffraction confondus, il est nécessaire d'avoir recours à des traitements complémentaires (Gibbs, 1971; Tucker, 1988), notamment, si l'objectif est de détecter la présence d'argile gonflante de type smectite. Ces traitements sont détaillés ci-après :

- Chauffage de l'échantillon à une température de 550 °C pendant au moins 4 heures.

- Traitement à l'éthylène glycol : l'échantillon à traiter est placé dans une jarre saturée en glycol et hermétiquement close ; L'ensemble est placé dans une étuve à 100 °C afin de permettre aux vapeurs de glycol de saturer l'échantillon.

Le chauffage à une température de 550 °C entraîne la destruction de la kaolinite et donc la disparition du pic de diffraction correspondant (situé à une distance inter réticulaire d de 7 Å). Le pic situé à 14 Å peut être attribué à la smectite ou à la chlorite. Son déplacement à 10 Å, suite au chauffage, est caractéristique de la smectite, tandis que le maintien du pic à 14 Å est une caractéristique de la chlorite. Le traitement à l'éthylène glycol entraîne également le déplacement du pic à 14 Å à 17 Å dans le cas de la smectite.
L'étude des différents diagrammes de diffractions des rayons X obtenus s'est concentrée sur l'identification des différentes phases d'argiles et de leur intensité relative par rapport à l'intensité de la raie de diffraction du quartz qui est présent dans tous les échantillons testés. L'analyse diffractométrique a été menée sur des poudres obtenues par broyage au pilon pour les échantillons sans traitement supplémentaire et sur des lames orientées pour les échantillons traités (que ce soit par chauffage à 550°C ou par traitement au glycol).

6.2. Résultats

La diffraction des rayons X a été réalisée sur la totalité des sites de prélèvements étudiés, à raison d'un essai par faciès identifié (1 à 3 selon les sites). Dans l'ensemble des prélèvements testés, les éléments suivants peuvent être identifiés : quartz (élément majoritaire) et minéraux argileux. Parmi les minéraux argileux, la kaolinite et l'illite sont présentes dans l'ensemble des échantillons. La smectite a été identifiée dans certains échantillons (B, D et L), laissant supposer une sensibilité accrue de ces échantillons à la présence d'eau. À titre d'exemple, les diffractogrammes obtenus pour le site B sont présentés sur les figures 6.2 à 6.4.

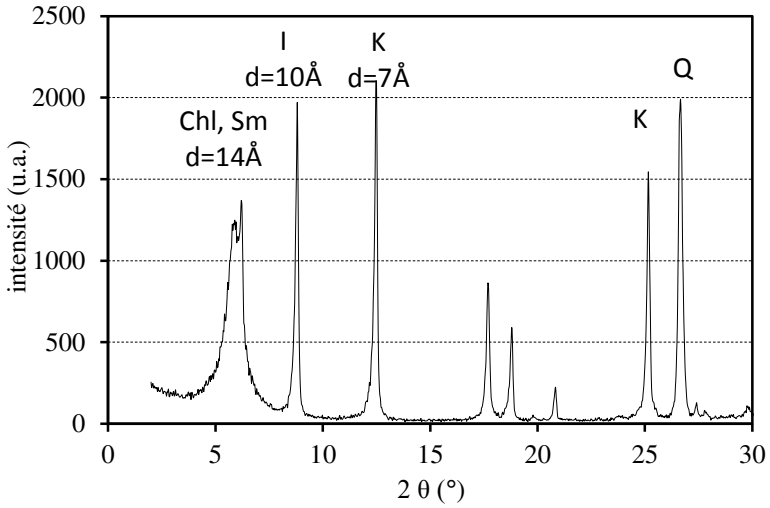


Figure 6.2 Diffractogramme de l'échantillon B non traité

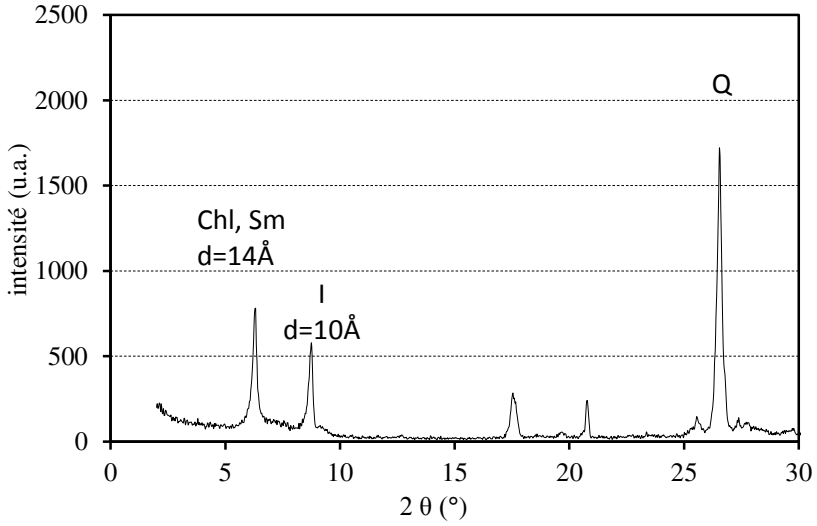


Figure 6.3 Diffractogramme de l'échantillon B après traitement à 550°C

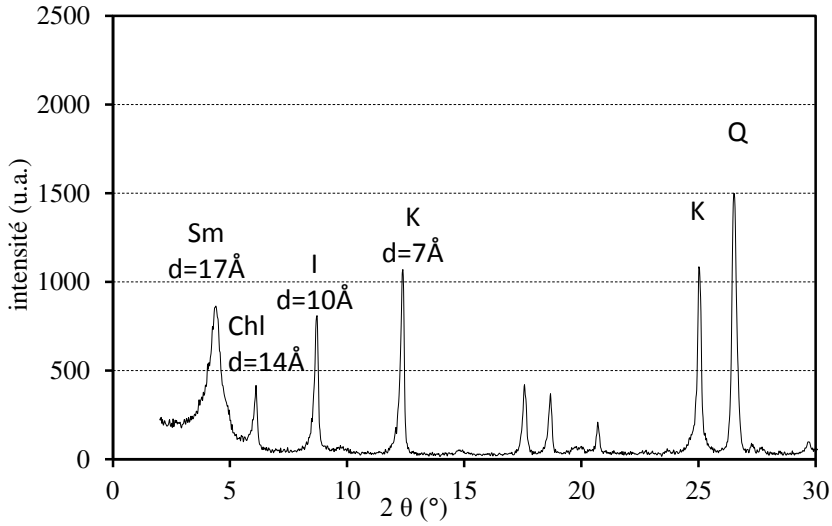


Figure 6.4 Diffractogramme de l'échantillon B après traitement au glycol

Sur la figure 6.3, le diffractogramme de l'échantillon chauffé à 550°C met en évidence la disparition du pic de diffraction à 7 Å par rapport au diffractogramme du matériau non traité (figure 6.2), traduisant ainsi la présence de kaolinite. En revanche, le pic à 14 Å ne se déplace suite au traitement thermique, révélant ainsi la présence de chlorite. L'apparition d'un pic à 17 Å, après traitement au glycol (figure 6.4), révèle la présence d'argiles gonflantes. Les mêmes résultats ont été obtenus pour les sites D et L.

Afin d'appréhender la variabilité de composition entre les prélèvements, l'ensemble des diffractogrammes obtenu est présenté sur la figure 6.5. Pour l'ensemble des prélèvements exceptés, K1, K2 et K3 et J2, la composition minéralogique identifiée est proche (pics d'argiles et pics de quartz). Toutefois, les intensités de certains pics sont nettement différentes d'un échantillon à l'autre, traduisant une présence en quantité variable de certains minéraux d'un prélèvement à l'autre.

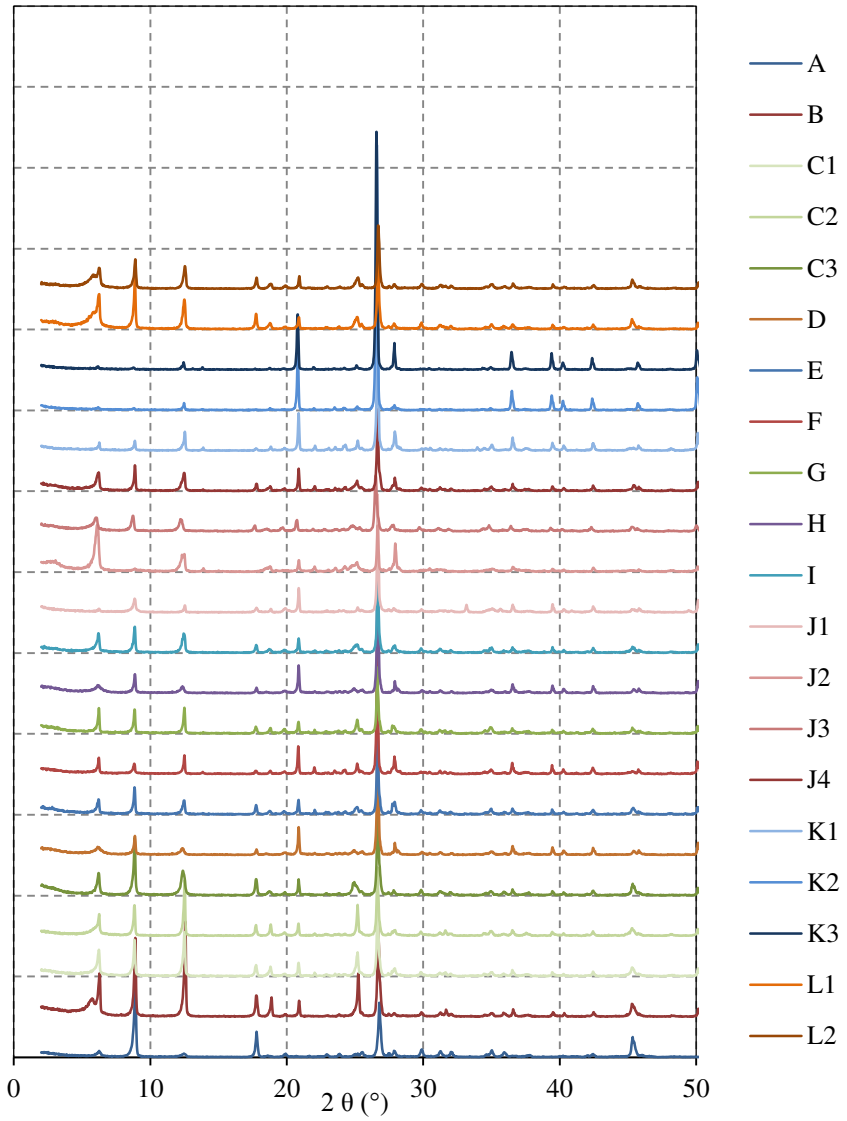


Figure 6.5 Superposition des diagrammes de diffractions des échantillons testés mettant en évidence une homogénéité dans la composition minéralogique (l'échantillon A se situe en bas de la figure et l'échantillon L2 en haut)

De manière à appréhender ces différences de teneur en composants, l'intensité relative des pics d'argiles par rapport au pic de quartz a été calculée pour chaque échantillon selon la relation 6.2. La prise en considération du pic d'intensité d'un minéral, présent dans l'échantillon, comme référence interne est une méthode acceptable pour avoir des proportions relatives de minéraux (Tucker, 1988).

$$I_{relative} = \frac{I_{peak}}{I_{quartz}} \times 100 \qquad (6.2)$$

Les résultats pour chaque échantillon sont présentés sur la figure 6.6.

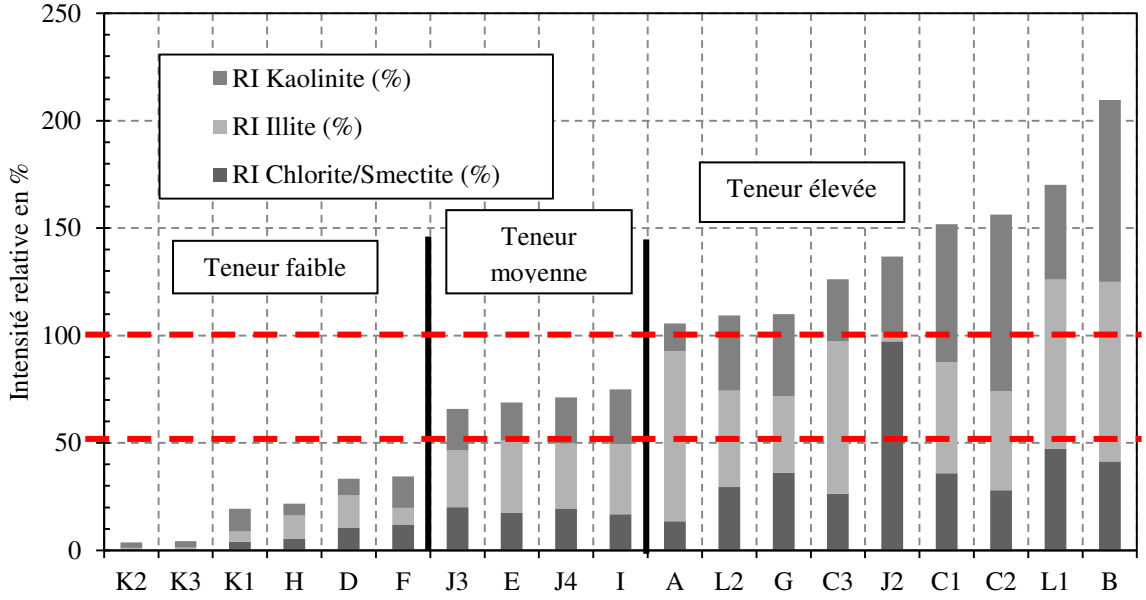


Figure 6.6. Comparaison des intensités relatives des pics de diffraction des argiles

Comme cela est représenté sur la figure 6.6, l'intensité relative en éléments argileux par rapport au quartz varie fortement suivant le prélèvement. Elle est inférieure à 5% pour les prélèvements K, supérieure à 200% pour l'échantillon B. Trois groupes d'échantillons peuvent être distingués :

- Teneur faible en argile : regroupe les prélèvements présentant une intensité relative des pics d'argiles inférieure à 50% (par intensités croissantes : K2, K3, K1, H, D, F). Les prélèvements ayant un aspect visuel gréseux sont dans cette catégorie pour la plupart (tableau 3.1)
- Teneur moyenne en argile : correspond aux prélèvements présentant une intensité relative comprise en 50 et 100% (par intensités croissantes : J3, E, J4, I)
- Teneur élevée en argile : regroupe les prélèvements présentant une forte intensité (supérieure à 100%) des pics d'argiles par rapport aux pics de quartz (par intensités croissantes : A, L2, C3, J2, C1, C2, L1, B). Cette catégorie regroupe la plupart des prélèvements ayant un aspect visuel argileux.

L'analyse par diffraction des rayons X a donc permis de mettre évidence plusieurs éléments :

- Une homogénéité en termes de minéraux présents
- Une forte variabilité en termes de teneur en argile par rapport au quartz.
- La présence d'argiles gonflantes dans certains prélèvements uniquement, indiquant une sensibilité importante à la présence d'eau.

- Une homogénéité au sein d'un même site de prélèvement : K, C et J. Pour ce dernier, le faciès J2 qui a été identifié comme un microgranite est différent des deux autres faciès.

7. Conclusions

Les essais et observations présentés dans ce chapitre constituent une première étape dans la caractérisation des schistes du Briovérien. Lors de l'étape de prélèvement des échantillons, une grande variabilité des terrains du Briovérien a pu être observée que ce soit en termes de fracturation, d'altération (ou argilisation), de texture (argileuse ou gréseuse) ou encore de couleur (allant du bleu vert au marron).

Une analyse pétrographique par observation de lames minces a permis de débuter la caractérisation des schistes à l'échelle microscopique. Les lames minces réalisées parallèlement et perpendiculairement à la schistosité, pour la totalité des sites de prélèvements et des faciès identifiés ont permis de mettre en évidence une forte homogénéité des échantillons en termes de composition minéralogique. De plus la schistosité qui est aisément observable pour un grand nombre d'échantillons, est résiduelle voire complètement absente pour certains prélèvements (K, J2). Lors de l'observation des lames minces l'altération s'est matérialisée d'une part par la présence de minéraux opaques et d'oxydes et d'autre part, pour les prélèvements présentant la granulométrie la plus élevée (site K) par de la microfissuration sur les quartz.

L'étape suivante de la caractérisation a consisté en l'observation d'une partie des échantillons sous différents grossissements au microscope électronique à balayage. Ces observations ont permis d'identifier deux organisations microscopiques. La première, qui concerne les schistes identifiés comme argileux (texture fine), correspond à une organisation en « plaquettes » des minéraux argileux. La seconde organisation, celle des schistes définis gréseux, est davantage granulaire avec des feuillets d'argiles présents mais en quantité beaucoup plus réduite. Dans les deux cas, le niveau d'altération, qui se traduit par la fissuration des quartz et la présence d'oxydes (révélés par les analyses EDS) est variable d'un échantillon à l'autre.

Enfin, la variabilité d'un site à l'autre en termes de teneur en argile a été évaluée par l'analyse de la diffraction des rayons X sur échantillons réduits en poudre. Cette étape a permis de confirmer les observations de lames mince et notamment l'homogénéité des échantillons étudiés en termes de composition minéralogique. Néanmoins, les proportions en minéraux argileux, comparativement à celle du quartz, se sont révélées très variables d'un site de prélèvement à l'autre et proches au sein d'un même site (C, K et L). Les résultats de ces essais ont permis d'établir un classement relatif des échantillons en trois catégories : haute, moyenne et faible teneur en minéraux argileux.

L'identification d'argiles gonflantes de type smectite dans certains échantillons est également un résultat important vis-à-vis de la problématique de soutènement de ces terrains. En effet, le gonflement des smectites, et donc des terrains où ces argiles sont présentes, pourrait avoir un impact significatif sur la poussée générée sur un ouvrage de soutènement.

Les résultats présentés dans ce chapitre permettent donc une meilleure connaissance des schistes du Briovérien. Toutefois, ils ne sont pas suffisants pour comprendre le comportement mécanique du matériau et son impact sur les ouvrages en interaction avec celui-ci. Le chapitre s'attardera donc sur la caractérisation mécanique des schistes briovériens.

Chapitre 4 : Caractérisation mécanique des schistes du Briovérien

1. Introduction

Dans ce chapitre sont présentés les différents essais, menés afin de caractériser mécaniquement les schistes briovériens. La principale difficulté rencontrée lors de la réalisation des essais de laboratoire a été la confection d'éprouvettes pour les essais. En effet, la schistosité, le degré de fracturation important ainsi qu'une argilisation plus ou moins marquée selon les faciès ont passablement entravé la confection d'éprouvettes de dimensions normalisées. L'ensemble des essais de laboratoire réalisés regroupe : des essais de compression uniaxiale, des mesures de vitesses de propagation d'ondes ultrasonores et enfin des mesures au marteau de Schmidt.

2. Essais de compression uniaxiale

L'essai de compression uniaxiale constitue un des essais les plus couramment utilisés pour la caractérisation des roches. L'objectif de ce type d'essai est de caractériser la matrice rocheuse du matériau et d'évaluer l'influence des conditions hydriques sur les résistances mesurées.

2.1 Notions importantes

2.1.1 Comportement mécanique durant l'essai de compression

Selon Jaeger et Cook (1979), la courbe contrainte-déformation d'un essai de compression uniaxiale (figure 2.1) peut être décomposée en quatre phases principales qui sont décrites page suivante.

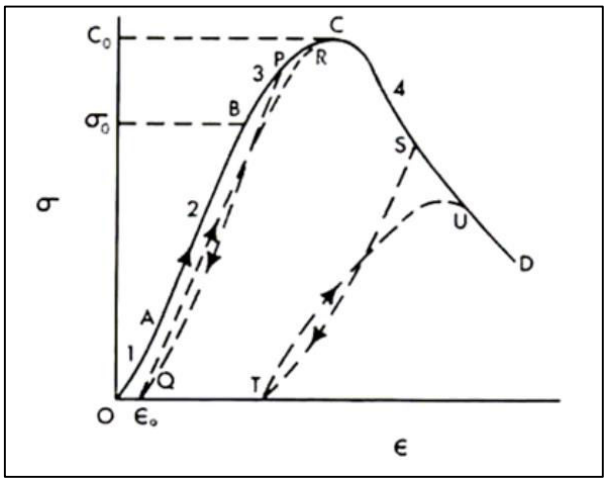


Figure 2.1. Courbe de contrainte-déformation d'une roche soumise à un essai de compression (Jaeger et Cook, 1979)

- Phase 1 (tronçon OA) :

C'est la phase initiale de fermeture de la porosité et autres microfissures présentes dans l'échantillon. Elle survient donc à faible niveau de contrainte et traduit la compaction de l'échantillon. La fermeture des microfissures et autres pores de l'échantillon se fait de manière élastique ou non selon le matériau. Cette phase, aussi appelée phase de serrage, est caractérisée par une concavité de la courbe dirigée vers le haut.

Cette première phase de l'essai de compression englobe également les éventuels défauts de rectification selon certains auteurs (Hawkes & Mellor, 1970) et notamment les défauts de planéité et de parallélisme des faces de chargement de l'éprouvette.

- Phase 2 (tronçon AB) :

Il s'agit de la phase de raccourcissement de l'échantillon durant laquelle la courbe est linéaire. Les pores et microfissures préexistants dans l'échantillon ont été fermés durant la phase précédente et le niveau de sollicitation atteint durant cette seconde phase n'engendre pas de fissures. La déformation subie par l'échantillon demeure donc théoriquement réversible puisqu'elle correspond à la déformation élastique des minéraux de la matrice rocheuse (Paterson 1978). Néanmoins, en pratique, des déformation inélastiques peuvent survenir durant cette phase et sont dues, d'après Goodmann (1989), à des déplacements des minéraux les uns par rapport aux autres. Ce phénomène se traduit, sur la courbe contrainte-déformation par un effet d'hystérésis si un cycle de chargement/déchargement est réalisé durant cette phase.

- Phase 3 (tronçon BC) :

Sur le tronçon BC, la courbe contrainte-déformation n'est plus linéaire. Cette perte de linéarité est due à l'apparition de microfissures consécutives à l'augmentation du chargement. Ces microfissures vont apparaître au sein des minéraux, correspondant à une fissuration intra-granulaire (Homand et al., 2000), mais également à la jonction entre minéraux. Ce dernier type de microfissures apparait particulièrement lorsque les minéraux sont orientés parallèlement à la contrainte axiale. L'évolution de la fissuration dans le matériau est alors liée d'une part à l'augmentation du nombre de microfissures mais aussi à leur allongement. L'observation montre que les microfissures sont réparties de façon homogène au sein de l'échantillon à l'exception des extrémités où la concentration dépend du frettage de l'échantillon. La connexion de ces microfissures engendrera l'apparition de fissures à l'échelle macroscopique menant à la rupture (pic C).

Cette troisième phase peut être divisée en deux sous étapes distinguant la propagation stable de la microfissuration et sa propagation instable menant à la rupture (Martin & Chandler, 1994). Le processus passe d'un état stable à instable lorsque la microfissuration n'est plus contrôlée par la contrainte (augmentation de la fissuration avec l'augmentation de contrainte) mais par la vitesse de propagation de la fissuration qui peut augmenter à contrainte constante.

- Phase 4 (tronçon CD) :

Cette phase correspond à une phase post-pic durant laquelle les fractures macroscopiques continuent de se développer tandis que la contrainte axiale diminue.

Dans le cas de matériaux anisotropes tels que les schistes, l'orientation de la schistosité par rapport à l'axe de chargement va jouer un rôle prépondérant dans le mode de rupture de l'éprouvette testée mais également sur la résistance à la compression atteinte. Ces différents aspects sont explorés dans le point suivant.

2.1.2 Modes de rupture et évolution de la résistance à la compression uniaxiale

Les études sur la caractérisation de matériaux anisotropes à partir d'essais de compression uniaxiale peuvent être divisées en 2 catégories : celles menées sur des matériaux naturels et celles réalisées sur des matériaux artificiels.

La caractérisation de l'anisotropie a eu recours très tôt à l'utilisation de matériaux artificiels permettant de mieux maîtriser l'anisotropie (géométrie et matériau connus) que sur un matériau naturel (Brown, 1970a,b ; Goldstein et *al*., 1966 ; Ladanyi et Archambault, 1972 ; Walker, 1971). Cette méthodologie constitue encore aujourd'hui un domaine de recherche actif (Kulatilake et *al*., 1997 ; Singh et Seshagirirao, 2005 ; Tien et *al*., 2006). Ces études permettent de contrôler l'anisotropie et de répéter ainsi les essais sur des éprouvettes similaires. Le matériau constitutif de la « matrice » des éprouvettes testées dans le cadre de ces études sont dans la majorité des cas des mélanges de différents matériaux : sable, gypse et eau pour Kulatilake (1997), chaux et eau pour Singh et Seshagirirao (2005), ciment, kaolinite et eau pour Tien et *al*. (2006) Les plans d'anisotropie sont réalisés physiquement par assemblage de différentes épaisseurs ou « morceaux » de matériau (l'éprouvette d'essai étant parallélépipédique). Ces études ont permis d'identifier des modes de rupture privilégiée dépendant à la fois du nombre de famille de plans d'anisotropie (directions différentes) mais également de leur orientation par rapport à l'axe de chargement.

Singh et *al*. (2002) identifient ainsi lors d'essais menés sur un matériau à plusieurs familles de plans d'anisotropie, 4 modes de ruptures privilégiés, présentés sur la figure 2.2 et qui sont les suivants :

- Rupture généralisée au sein de la matrice intacte (a)
- Rupture au sein de la matrice intacte suivant un unique plan de cisaillement (b)
- Rotation des blocs de matériaux intacts (c)
- Glissement le long d'un plan d'anisotropie (d)

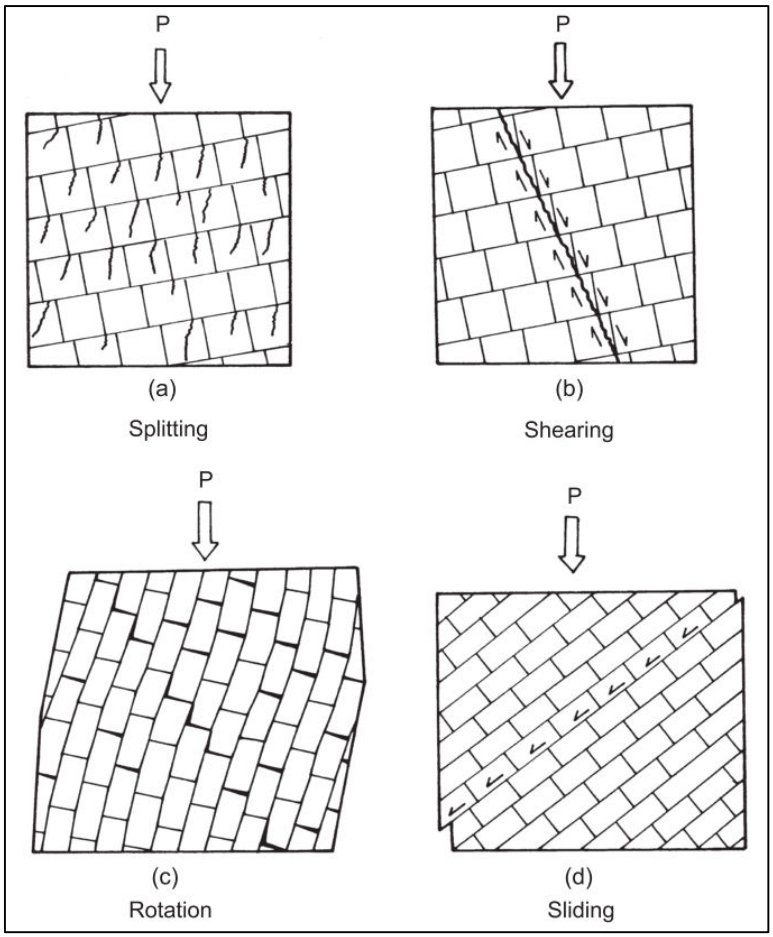


Figure 2.2 Modes de rupture possible d'un matériau anisotrope (d'après Singh et al., 2002)

Ces modes de rupture sont également identifiés par Kulitalake et *al*. (1997) pour des éprouvettes présentant deux familles de joints, la survenance d'un mode par rapport à l'autre étant conditionnée par l'orientation des plans d'anisotropie. Tien et *al*. (2006) qui ont utilisé un matériau isotrope transverse identifient également 4 modes de rupture qui peuvent toutefois être regroupés en 2 modes principaux qui sont la rupture le long des plans d'anisotropie et la rupture au travers de la matrice intacte (Tableau 2.1).

Tableau 2.1 Modes de ruptures pour un matériau isotrope transverse d'après Tien et al. (2006)

Main failure mode	Sub-failure mode	Label	Specimen orientation/confining condition
Sliding failure along discontinuities		Discontinuity / Fracture — SD mode	$45° \leqslant \alpha \leqslant 75°$/0–35 MPa
Non-sliding failure along discontinuities	Tensile-split along discontinuities	Fracture / Discontinuity — TD mode	$\alpha = 90°$/0 MPa
	Tensile fracture across discontinuities	Discontinuity / Fracture — TM mode	$0° \leqslant \alpha \leqslant 30°$/0 MPa
	Sliding failure across discontinuties	Discontinuity / Fracture — SM mode	$\alpha = 90°$/6–35 MPa and $0° \leqslant \alpha \leqslant 30°$/ 6–35 MPa

α is the angle between the direction of minor principle stress and the discontinuity.

Bien que ces études, menées sur des matériaux artificiels, soient importantes pour comprendre les mécanismes de rupture mis en jeu au sein de matériaux anisotropes, les essais menés sur des matériaux naturels restent indispensables afin de pouvoir quantifier en termes de résistance mécanique l'impact de l'anisotropie et de son orientation par rapport à la direction de chargement.
Les schistes soumis à des essais de compression uniaxiale ont fait l'objet de travaux nombreux (Behrestaghi, 1996 ; Brown et al., 1977 ; Hoek, 1968 ; Nasseri et al., 1997 et 2003 ; Pinto, 1970 ; Ramamurthy, 1993 ; Barros et al., 2014). Ces études ont souligné le rôle prépondérant de l'orientation des plans d'anisotropies par rapport à l'axe de chargement sur le comportement mécanique du matériau testé, confirmant ainsi les résultats obtenus sur des matériaux artificiels.
Ainsi, il a été montré que l'orientation des plans d'anisotropie, dans le cas d'un matériau isotrope transverse, avaient une influence sur la résistance à la compression uniaxiale atteinte (figure 2.3).

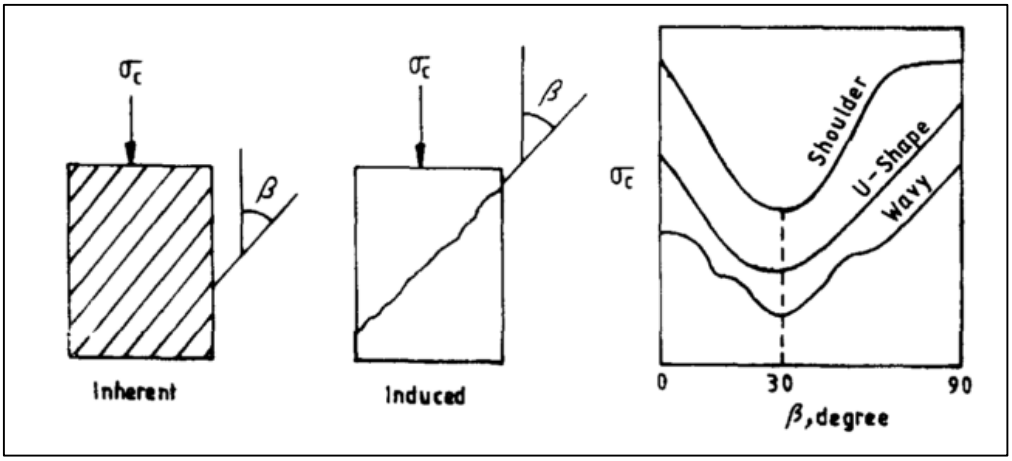


Figure 2.3 Evolution de la résistance à la compression uniaxiale en fonction de l'inclinaison des plans d'anisotropie par rapport à l'axe de chargement, à gauche une anisotropie intrinsèque au matériau (schistosité), à droite un plan d'anisotropie lié à un plan de fracture induit artificiellement (d'après Ramamurthy, 1993)

Pour l'ensemble de ces études, la résistance à la compression uniaxiale maximale est obtenue pour des plans d'anisotropie orientés perpendiculairement à l'axe de chargement et la valeur minimale est obtenue pour des plans orientés entre 20 et 40° par rapport à l'axe de chargement. Pour certains schistes (Barros et al., 2014), la résistance à la compression maximale pouvait également être obtenue pour un chargement parallèlement au plan d'anisotropie sans que l'auteur n'avance d'explications à ce phénomène.

Le module d'Young du matériau obtenu dans le cadre de l'essai de compression uniaxiale est également fonction de l'orientation des plans d'anisotropie (Kwasniewski et Neuyen, 1986; Nasseri, 2003 ; Pinto, 1970; Read et al., 1987). Il a été mis en évidence que le module d'Young pour un chargement parallèle aux plans d'anisotropie (appelé par la suite E_0) est systématiquement supérieur à celui obtenu pour un chargement appliqué perpendiculairement (appelé par la suite E_{90}) mais que le rapport d'anisotropie entre ces deux modules dépend du matériau testé (figure 2.4). Néanmoins, lorsque la stratification S_0 et la schistosité S_1 ne sont pas confondues ces observations ne sont pas systématiquement vérifiées (Panet, 1976).

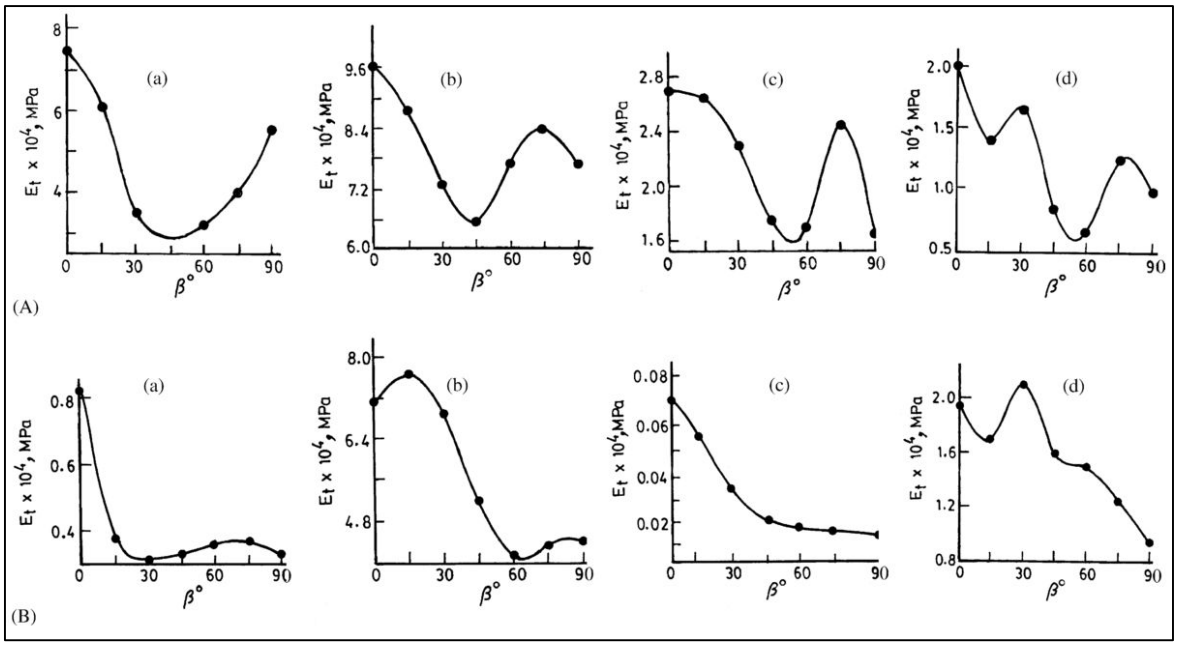


Figure 2.4 Evolution du module d'Young en conditions non confinées pour différents schistes (d'après Nasseri, 2003)

Le rapport d'anisotropie E_0/E_{90} pour des roches isotropes transverses évolue entre 1 et 4 d'après les résultats d'essais menés par plusieurs auteurs (Amadei et al, 1987; Read et al, 1987).

Il est intéressant de noter que l'ensemble des résultats (pour les essais sur matériaux naturels) présentés dans cette revue bibliographique a été obtenu pour des roches anisotropes mais présentant néanmoins des caractéristiques mécaniques moyennes à élevées (résistance à la compression uniaxiale pour les différentes orientations allant de 20 MPa jusqu'à plus de 500 MPa). La réalisation d'éprouvettes, majoritairement cylindriques (obtenues par forages dans différentes direction dans des blocs de grande taille) et respectant les conditions d'essais fixées par l'ISRM (ISRM, 2007) en termes d'élancement, de planéité ou de parallélisme était donc facilitée. Ces ordres de grandeur seront à mettre en parallèle des résultats présentés dans la suite de ce chapitre.

2.2 Méthode et matériel utilisés

2.2.1 Préparation des éprouvettes

Les prélèvements ont été réalisés dans des excavations ou sur des affleurements. Les schistes du Briovérien présentent un degré de fracturation important, principalement dans la direction de la schistosité, auquel se superpose un degré d'altération variable selon le schéma présent au chapitre 3 et rappelé en figure 2.5.

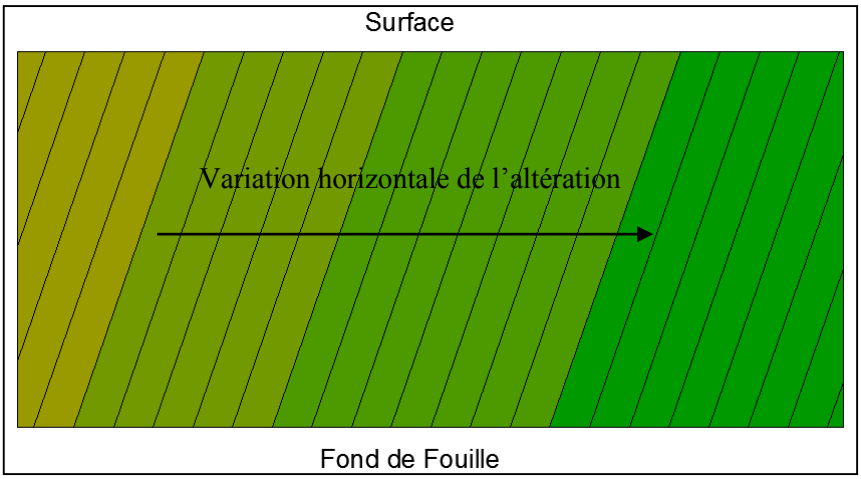


Figure 2.5 Schéma illustrant la superposition de la fracturation à l'altération (vue de face d'un front de taille.

Ces particularités n'ont pas permis la réalisation d'éprouvettes d'essais de dimensions normalisées (ISRM, 2007). Le taillage par forage d'éprouvettes cylindriques dans les blocs a été tenté sans succès, le forage à l'eau déstructurant complètement le matériau dans le cas des prélèvements argileux et engendrant une fracturation du bloc dans le cas de prélèvements moins argileux. Cette technique de confection, bien qu'usuellement privilégiée pour la confection d'éprouvettes de roche, s'est donc révélée inadaptée à notre matériau.

Le choix a donc été fait de confectionner des éprouvettes parallélépipédiques par taillage à la scie diamantée sous eau. L'utilisation de cette technique a permis de réaliser des éprouvettes d'élancement proche de 2 tel que recommandé par les différentes normes (AFNOR, 2000b ; ISRM, 2007) et présentant des dimensions de l'ordre de 60 mm x 30 mm x 30 mm.

Du fait de la direction de fracturation privilégiée, confondue avec celle de la schistosité, une seule orientation de la schistosité par rapport à la scie permettait d'obtenir des éprouvettes de dimensions satisfaisantes, tout en limitant les pertes de matériaux (donnée non négligeable compte tenu des quantités limitées disponibles). Les éprouvettes ont été taillées de manière à orienter la plus grande face parallèlement à la direction de la schistosité. En effet, le taillage avec une orientation perpendiculaire à la schistosité s'est révélé très difficile du fait de la fragilité des plans de schistosité (schéma expliquant le mécanisme de rupture lors du taillage en figure 2.6). Seules les caractéristiques mécaniques mesurées parallèlement à la schistosité sont donc présentées.

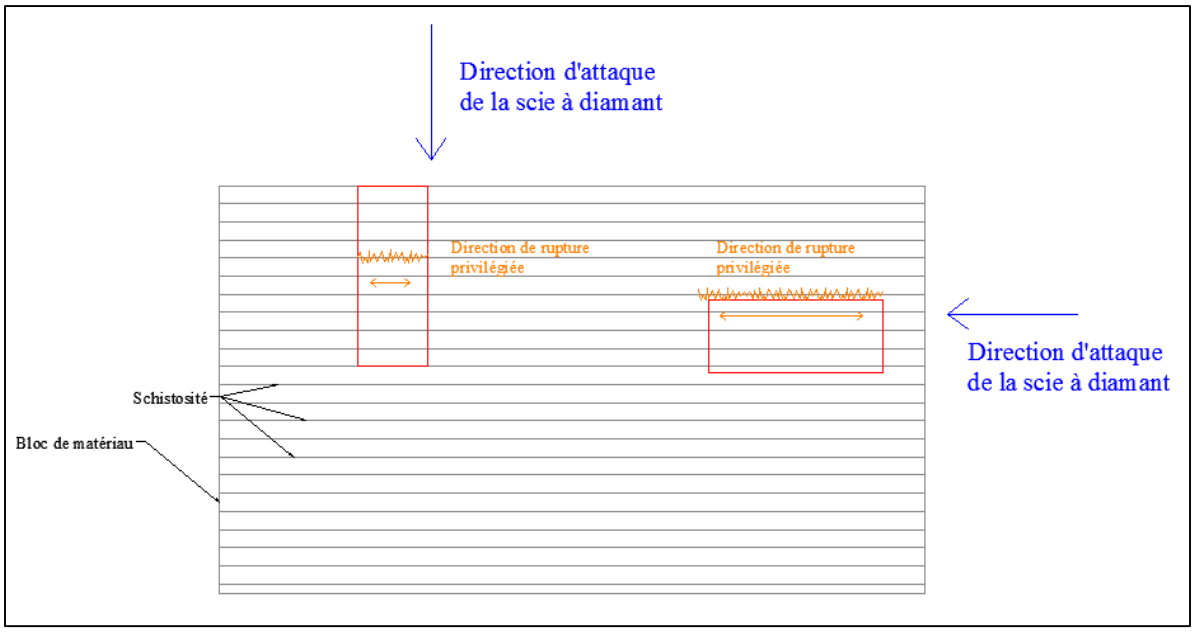


Figure 2.6. Illustration des difficultés de taille

Le parallélisme des faces durant le taillage est assuré par les systèmes de cales de guidage présent sur le plateau de taille (voir photo figure 2.7). L'obtention d'une planéité des faces de chargement satisfaisant les tolérances fixées par l'ISRM (±0.02 mm) s'est révélée impossible pour plusieurs raisons : dimensions des échantillons insuffisantes pour utiliser une rectifieuse à béton, fragilité du matériau, sensibilité à l'eau.

Figure 2.7 Photo du dispositif de taille et guidages

Afin de s'affranchir de ce problème de planéité, plusieurs pistes ont été explorées. La première a consisté à mettre en place, par coulages successifs dans un moule spécifique, deux chapeaux en plâtre pouvant être eux même rectifiés. Une photo d'une éprouvette ainsi traitée est présentée sur la figure 2.8.

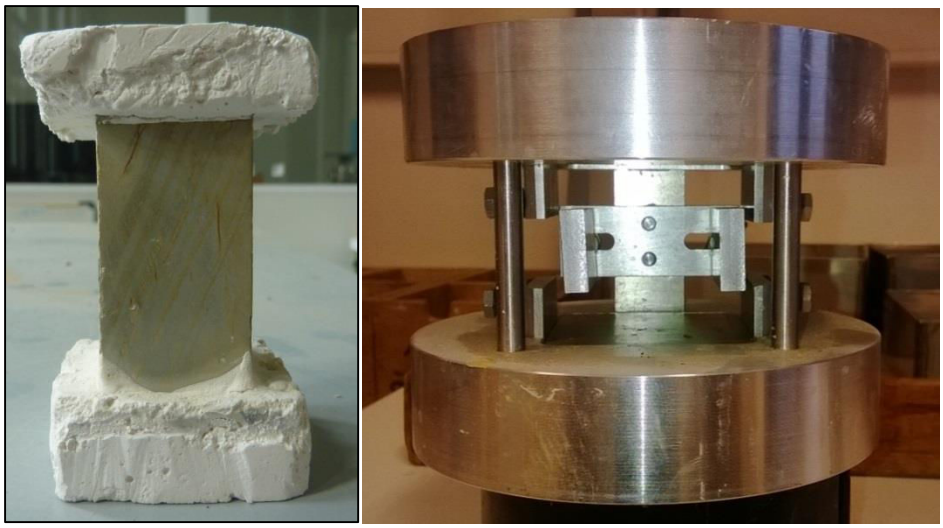


Figure 2.8 Eprouvettes avec chapeaux en plâtre (gauche) et dispositif de coulage (droite).

Toutefois cette méthodologie présente deux défauts majeurs. Le premier est la durée importante nécessaire pour confectionner une éprouvette puisqu'il faut passer par les étapes successives suivantes : taillage de l'éprouvette sous eau, séchage de l'éprouvette, coulage du premier chapeau, temps de prise du premier chapeau, coulage du deuxième chapeau, temps de prise du deuxième chapeau et enfin rectifiage. Le second problème engendré par cette procédure est le débord de plâtre sur les côtés de l'éprouvette traitée qui peut potentiellement engendrer des contraintes additionnelles (encastrement de l'éprouvette dans le plâtre). De plus, la mise en place d'un matériau de « forme » entre l'éprouvette à tester et le plateau de chargement peut parasiter la réponse (force, déplacement) mesurée du matériau. Enfin, la rupture risque, pour les échantillons les plus résistants, d'intervenir dans le plâtre plutôt que dans l'éprouvette.

La seconde méthodologie qui a été explorée pour la réalisation des essais a été de mettre en place un dispositif rotulé entre l'axe de chargement et le plateau d'application de la charge sur l'éprouvette. Ce dispositif est critiquable car il est susceptible d'orienter le chargement qui ne sera alors plus parfaitement vertical, mais il présente néanmoins l'avantage de permettre une application répartie de la charge sur l'ensemble de la surface d'appui de l'éprouvette, lorsque celle-ci ne présente pas des faces planes et parallèles entre elles.

Plusieurs essais ont été menés sur le prélèvement D en utilisant les deux méthodes présentées ci-dessus. Les résultats obtenus dans les deux cas sont très proches et ne permettent donc pas de privilégier une méthode par rapport à l'autre. La seconde méthode utilisant le dispositif rotulé présente l'avantage d'être beaucoup plus rapide en termes de mise en place et de préparation des échantillons et a donc été retenue pour la réalisation de la campagne d'essais.

2.2.2 Méthodologie d'essai et matériel

Pour chaque site testé, un minimum de six éprouvettes a été préparé. La moitié des éprouvettes a été conservée pendant 7 jours à une température ambiante de 20°C et à une humidité relative de 50%, et l'autre moitié a été conservée immergée dans l'eau pendant la même durée. L'objectif de cette procédure est d'évaluer l'impact de la teneur en eau du matériau sur ses propriétés mécaniques. Par la suite, les éprouvettes conservées à 20°C et 50% d'humidité relative sont notées éprouvettes « sèches » et celles conservées immergées sont notées éprouvettes « humides ».

A l'issue des sept jours d'immersion, les éprouvettes de trois sites (B, D et L) présentent des fissures plus ou moins exprimées (voir l'exemple du prélèvement B en figure 2.9), parallèlement au grand côté de l'éprouvette confirmant bien l'orientation de la schistosité.

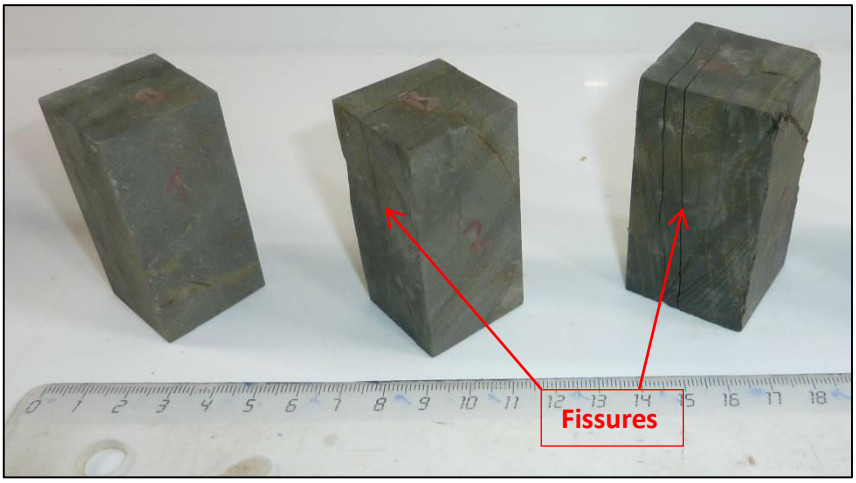


Figure 2.9 Eprouvettes du site B après 7 jours d'immersion

Malgré leur degré d'endommagement variable, ces éprouvettes ont quand même été testées. Les sites concernés ont également fait l'objet de recherches complémentaires, principalement vis-à-vis des argiles gonflantes de la famille des smectites, par le biais de l'étude des diagrammes de diffraction des rayons X et dont les résultats sont présentés dans le chapitre 3.

Le « séchage » à 20°C et 50% d'humidité relative a été privilégié au séchage à l'étuve car les premières tentatives ont montré que ce dernier procédé est trop violent pour certaines éprouvettes qui se fracturent de manière très importante, rendant impossible tout essai. En conséquence la teneur en eau des éprouvettes dites « sèches » n'est pas nulle mais varie entre 0,2 et 2,2 % selon les sites de prélèvement.

Au total, quarante-quatre éprouvettes « sèches » et quarante-trois éprouvettes « humides » ont été testées (photos en figure 2.10). Les faciès C1, C3, F, J1, K2 et K3 n'ont pas testés, soit pour des raisons d'impossibilité de réalisation d'éprouvettes (C1 et J1 présentaient une fracturation trop importante tandis que C3 s'est révélé trop altéré), soit par manque de matériau (F, K2, K3). Dans le cas des faciès K2 et K3, bien qu'ils aient pu être identifiés suite à des découpes dans les prélèvements, ils n'ont pas été rencontrés en quantité suffisamment importante pour permettre la confection d'éprouvettes.

Figure 2.10 Photos des éprouvettes testées en compression uniaxiale

La presse utilisée pour les essais de compression uniaxiale est une presse INSTRON de capacité maximum 200 kN. L'ensemble des essais ont été réalisés à une vitesse de chargement constante de 1mm/min permettant ainsi une mise en charge progressive de l'éprouvette.

Aucun dispositif visant à réduire le frettage n'a été utilisé et notamment pas de lubrification qui aurait pu être potentiellement absorbé par l'éprouvette testée et risquer ainsi de parasiter la mesure. Un élancement compris entre 2 et 2,5 présente un bon compromis entre limitation du phénomène de frettage et du risque de flambage (ISRM, 2007 ; Pellegrino, 1995).

Aucune mesure de déformation latérale n'a été effectuée, puisque ce type de mesures aurait été peu fiable compte tenu des défauts de rectitude des éprouvettes.

La mesure de déformation axiale a été réalisée en global.

Après chaque essai, des morceaux de l'éprouvette testée ont été prélevés afin d'en déterminer la teneur en eau.

Les dimensions et élancements de l'ensemble des éprouvettes testées sont présentés en annexe 3.

2.3 Résultats

Pour chaque éprouvette, la courbe contrainte-déformation a été tracée ce qui a permis de déterminer son module d'Young et sa résistance à la compression uniaxiale (R_c). R_c est déterminée comme étant la contrainte au pic. Le module d'Young déterminé correspond au coefficient directeur de la droite tangente à la partie linéaire de la courbe (tronçon 2 sur la figure 2.11). Quelques courbes caractéristiques des éprouvettes « sèches » et des éprouvettes « humides » sont présentées respectivement sur la figure 2.11 et la figure 2.12.

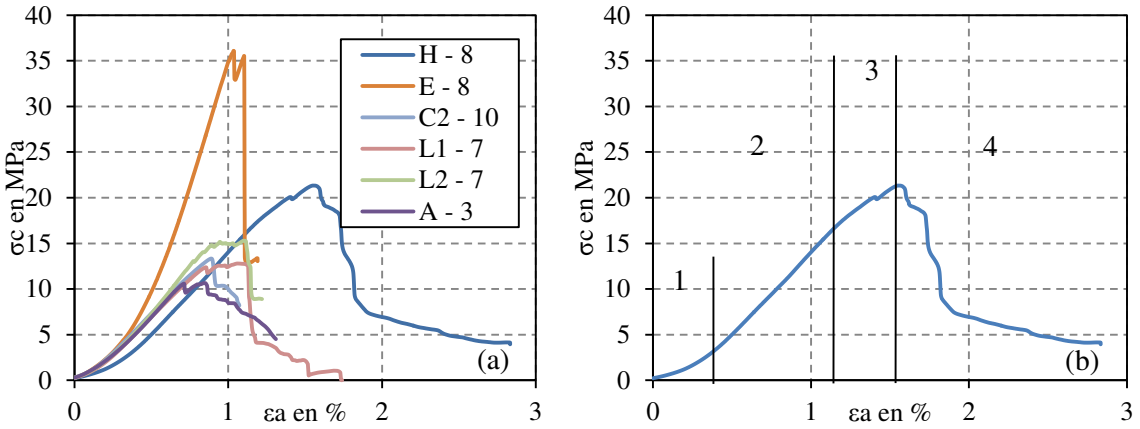


Figure 2.11. (a) Courbes contrainte normale - déformation axiale pour quelques éprouvettes « sèches ». (b) Illustration des différentes phases de l'essai.

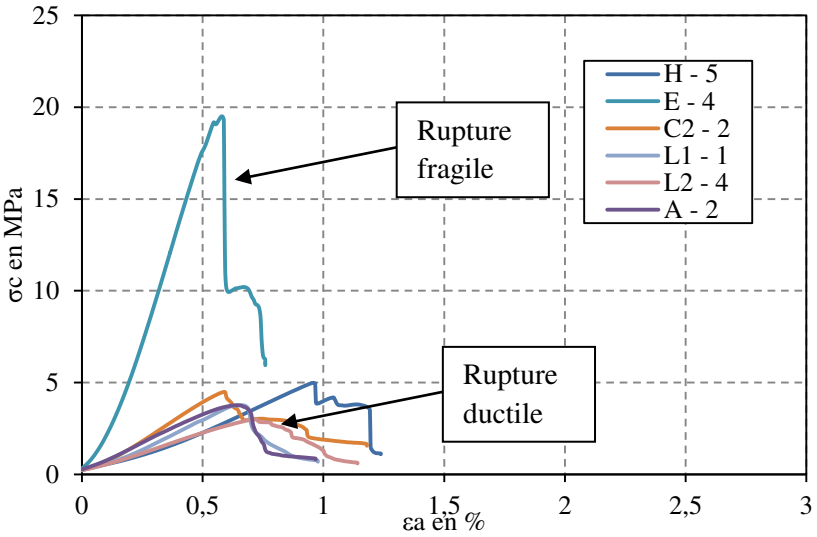


Figure 2.12 Courbes contrainte normale - déformation axiale pour des éprouvettes humides

Sur ces courbes, apparaissent plus ou moins nettement selon les éprouvettes, les quatre phases décrites par Jaeger et Cook (exemple en figure 2.11(b)), indifféremment pour des éprouvettes sèches ou humides. Le comportement observé varie d'une éprouvette à l'autre, la rupture de l'éprouvette pouvant être fragile (éprouvette E8, figure 2.11(a)) ou ductile (éprouvette A3, figure 2.11(a)). Le critère permettant la classification de la rupture comme étant fragile est le suivant :

$$\Delta\sigma > 50\% \text{ pour } \Delta\varepsilon a < 0{,}01\%.$$

Toutefois, pour une grande partie des sites testés les deux modes de rupture ont pu être observés. La teneur en eau des éprouvettes testées a également un impact sur le mode de rupture observé. (tableau 2.2).

Tableau 2.2 Modes de ruptures par site : Fragile, Ductile ou les deux

	Eprouvettes « sèches »		Eprouvettes « humides »	
Site	Nombre d'éprouvettes	Mode de rupture	Nombre d'éprouvettes	Mode de rupture
A	4	D	3	F
B	3	D	4	D
C2	5	F	5	F/D
D	5	F/D	4	F/D
E	4	F	4	F
G	2	F	2	F
H	4	D	4	F/D
I	4	F	3	F
J2	3	F/D	3	D
J4	3	F	4	F/D
K1	3	F	3	F
L1	4	F	3	F/D
L2	4	F/D	4	F/D

La rupture intervenait dans la quasi-totalité des cas avec l'apparition de fissures parallèles à l'axe de chargement. La fissuration était, selon les échantillons, généralisée avec des fissures multiples dans la direction du chargement ou localisée avec une fissure principale. Pour quelques cas, pour des éprouvettes humides uniquement, le développement d'un « kink » lors de la rupture pouvait être observé. Le « kink » correspond à l'apparition d'une bande de cisaillement de l'éprouvette dans une direction différente des plans de schistosité (voir figure explicative 2.13).

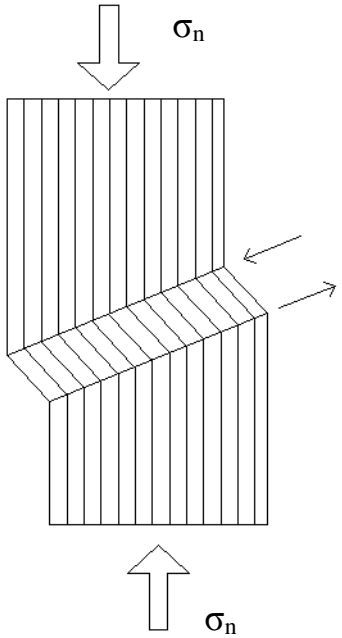


Figure 2.13 Formation d'un « kink » dans un matériau stratifié soumis à un effort de compression dans l'axe de la stratification.

Quelques photos d'éprouvettes après essai (figures 2.14 et 2.15.) illustrent les différents modes de rupture observés. Les stries obliques sont des traces dues à la découpe des éprouvettes à la scie à diamant.

Figure 2.14 Exemples d'éprouvettes après essai : A gauche (site I) : rupture avec une seule fissure. Au centre (site B) et à droite (site L1) : fissuration généralisée.

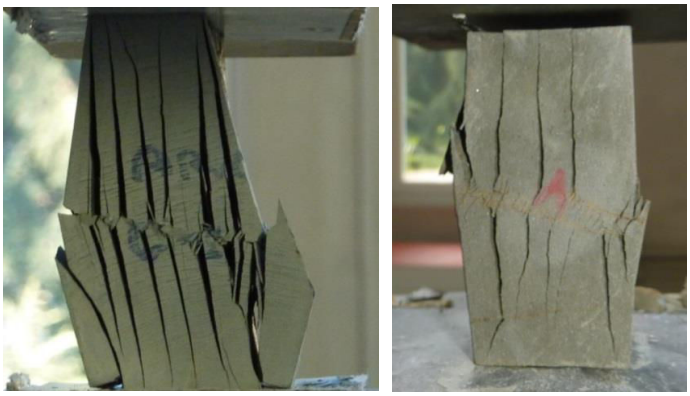


Figure 2.15 Rupture avec apparition d'une bande de cisaillement appelée Kink (site C2)

Pour chaque éprouvette testée, la contrainte à la rupture (contrainte au pic, notée R_c par la suite), le module d'Young tangent E calculé sur la partie linéaire de l'essai (AFNOR, 2002), la teneur en eau w et la masse volumique (par mesure de ses dimensions et de sa masse) ont été déterminés. Les résultats pour les éprouvettes « sèches » et les éprouvettes « humides » sont présentés respectivement dans les tableaux 2.3 et 2.4.

Les valeurs de la résistance à la compression mesurées varient fortement (de 4.8 à 53 MPa pour les éprouvettes sèches et de 0.5 à 33 MPa pour les éprouvettes humides) d'un site à l'autre et suivant les conditions sèche ou humide de conservation des éprouvettes. Les valeurs les plus faibles sont obtenues pour le site B que ce soit dans le cas des éprouvettes sèches ou des éprouvettes humides. Ces valeurs sont faibles pour une roche et forte pour un sol (ANON, 1979).

Tableau 2.3 Résultats des essais de compression uniaxiale sur éprouvettes « sèches »

Site	w (%)	R_c (MPa)	Elancement	Masse volumique "sèche" (kg/m3)	E (MPa)
A	1,3	9,4	2,2	2113	1742
	1,4	12,7	2,2	2109	1781
	1,2	10,7	2,1	2140	1743
	1,3	6,9	2,0	2132	1181
B	1,6	10,7	2,2	2202	1551
	1,6	6,6	2,0	2164	869
	1,4	4,8	1,9	1961	789
C2	1,5	15,8	2,3	2126	558
	1,4	12,5	2,1	2213	1309
	0,3	11,0	2,1	2270	525
	1,5	10,0	2,0	2206	1201
	1,3	13,3	2,1	2183	1700
D	1,2	9,7	2,0	2130	2051
	1,0	11,3	2,2	2159	1293
	0,9	12,9	2,0	2199	1196
	0,7	13,0	1,9	2171	1284
	0,5	12,3	2,0	2194	1332
E	0,4	28,3	1,9	2527	2636
	0,4	37,2	2,2	2496	5065
	0,4	33,2	2,1	2542	3763
	0,5	36,1	2,0	2555	5466
G	0,3	53,0	2,1	2391	4783
	0,2	34,8	1,9	2638	4284

Site	w (%)	R_c (MPa)	Elancement	Masse volumique "sèche" (kg/m3)	E (MPa)
H	1,4	15,1	1,8	2268	1184
	1,1	10,6	1,9	2154	1152
	1,9	14,6	2,0	2233	1587
	1,1	21,3	1,5	2219	1777
I	1,5	11,1	2,0	2142	1109
	1,3	12,8	1,9	2107	474
	1,3	13,9	1,8	2160	444
	1,4	13,6	2,0	2164	1201
J2	2,0	7,6	2,0	2356	1169
	1,9	17,8	2,0	2360	2192
	2,0	13,0	2,0	2374	2178
J4	0,9	48,7	2,3	2453	5080
	1,6	7,7	2,0	2339	1275
	1,2	18,7	2,3	2366	1606
K1	0,3	30,1	1,9	2386	2824
	0,3	13,6	2,1	2235	1386
	0,5	9,6	2,0	2081	915
L1	0,8	11,4	1,9	2069	354
	0,2	10,5	1,9	2058	355
	1,2	8,3	2,0	2064	693
	0,5	12,8	2,3	2133	1694
L2	1,7	16,3	1,9	2030	1776
	1,8	10,6	2,0	2055	723
	2,2	15,3	2,2	2129	2037
	2,4	9,8	2,0	2086	1075

Tableau 2.4 Résultats des essais de compression uniaxiale sur éprouvettes « humides »

Site	w (%)	R_c (MPa)	Elancement	Masse volumique "humide" (kg/m3)	E (MPa)
A	11,5	3,3	2,0	2308	823
	10,9	3,8	2,1	2290	649
	10,2	1,8	2,1	2302	177
B	10,4	1,4	2,1	2300	197
	9,9	1,9	2,0	2313	366
	18,0	0,5	2,0	2143	94
	16,6	0,8	1,6	2080	104
C2	9,6	3,0	2,0	2307	599
	9,1	4,5	2,1	2314	857
	8,9	4,0	2,1	2360	832
	9,3	3,2	2,1	2349	708
	9,4	3,3	2,0	2314	586
D	9,2	3,1	1,8	2363	748
	8,5	2,8	2,0	2320	444
	8,3	3,5	2,2	2341	452
	8,6	3,5	2,0	2331	454
E	1,5	18,8	2,0	2525	3339
	1,4	15,9	2,2	2562	3685
	1,4	31,2	2,1	2597	4533
	1,3	19,5	2,4	2514	4268
G	0,9	22,9	2,1	2632	3096
	1,0	32,9	2,0	2623	5429

Site	w (%)	R_c (MPa)	Elancement	Masse volumique "humide" (kg/m3)	E (MPa)
H	9,6	1,1	1,8	2290	170
	7,1	5,0	2,4	2336	608
	7.6	5,2	2,2	2346	670
	6,8	7,1	1,9	2349	596
I	10,6	3,4	2,0	2322	170
	10,5	3,3	2,0	2315	171
	10,5	3,0	1,9	2303	177
J2	5,8	2,4	2,1	2435	1230
	6,1	3,1	2,0	2403	692
	6,3	4,3	1,9	2415	715
J4	5,3	5,4	2,0	2464	938
	5,8	12,7	2,0	2487	2530
	4,3	17,2	2,3	2485	3391
	4,0	19,9	2,4	2508	3328
K1	7,4	5,0	2,1	2321	610
	8,4	4,5	2,1	2311	571
	7,8	4,1	2,1	2306	483
L1	8,4	3,8	2,1	2298	653
	9,3	5,3	2,3	2307	851
	10,3	1,5	2,1	2251	329
L2	13,5	2,1	1,9	2216	394
	12,5	2,3	2,0	2233	247
	13,6	2,0	1,8	2211	182
	12,7	3,0	2,3	2246	441

2.4 Analyse et interprétation

Les variations de teneurs en eau moyennes par site (sites testés en compression uniquement) sont présentées en figure 2.16. Le faciès J2, correspondant à un microgranite, n'est pas présenté sur cette figure car ne peut être classé ni en siltite, ni en grès. Pour la condition « sèche », les teneurs en eau sont faibles (comprises entre 0,2% et 2,2%) et varient peu d'un site à l'autre. En revanche, après immersion, les teneurs en eau varient fortement d'un site à l'autre : de l'ordre de 1% pour les sites G et E et supérieures à 10% pour les sites I, A, L2 et B. A l'exception du site G, les variations de teneur en eau les plus importantes sont observées pour les siltites (cf tableau 6.2 chapitre 3 pour le classement).

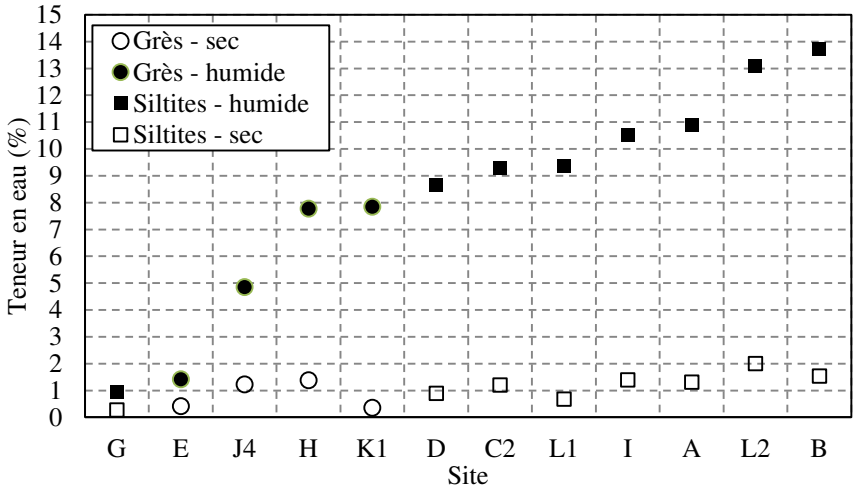


Figure 2.16. Teneur en eau pour les conditions « sèche » et « humide » pour les différents sites, et pour les faciès identifiés.

Cette différence avec les faciès argileux (identifiés comme étant des siltites dans le chapitre 3) est la combinaison de plusieurs facteurs : porosité plus faible ou moins communicante mais aussi teneur en minéraux argileux réduite dans le cas des faciès gréseux par rapport aux faciès argileux.
Le cas particulier du site G, présentant un faciès argileux mais une faible variation de sa teneur en eau après immersion peut être attribuée à une faible porosité (qui se traduit par une masse volumique élevée) et à l'absence d'argiles gonflantes de type smectites. La figure 2.17 montre que la variation de teneur en eau mesurée entre les deux conditions sèches et humides ($\Delta w = w_{humide} - w_{sec}$) dépend nettement de la masse volumique sèche des éprouvettes.

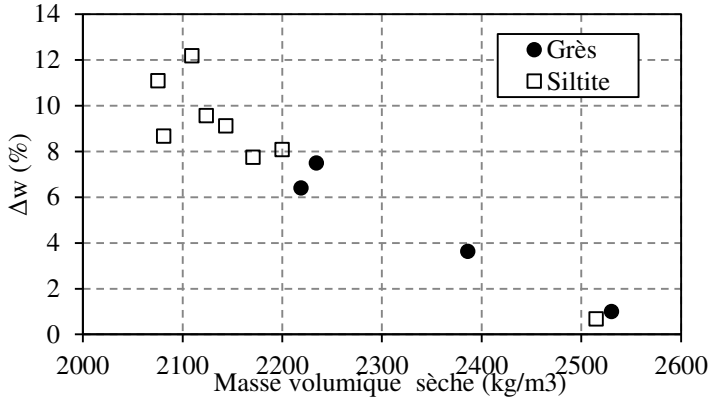


Figure 2.17. Ecart de teneur en eau mesurée entre état sec et humide en fonction de la masse volumique sèche moyenne.

Les figures 2.18(a) et 2.18(b) mettent en évidence l'évolution de la teneur en eau des éprouvettes avec leur masse volumique. La figure 2.18(c) présente l'évolution de la moyenne par site.

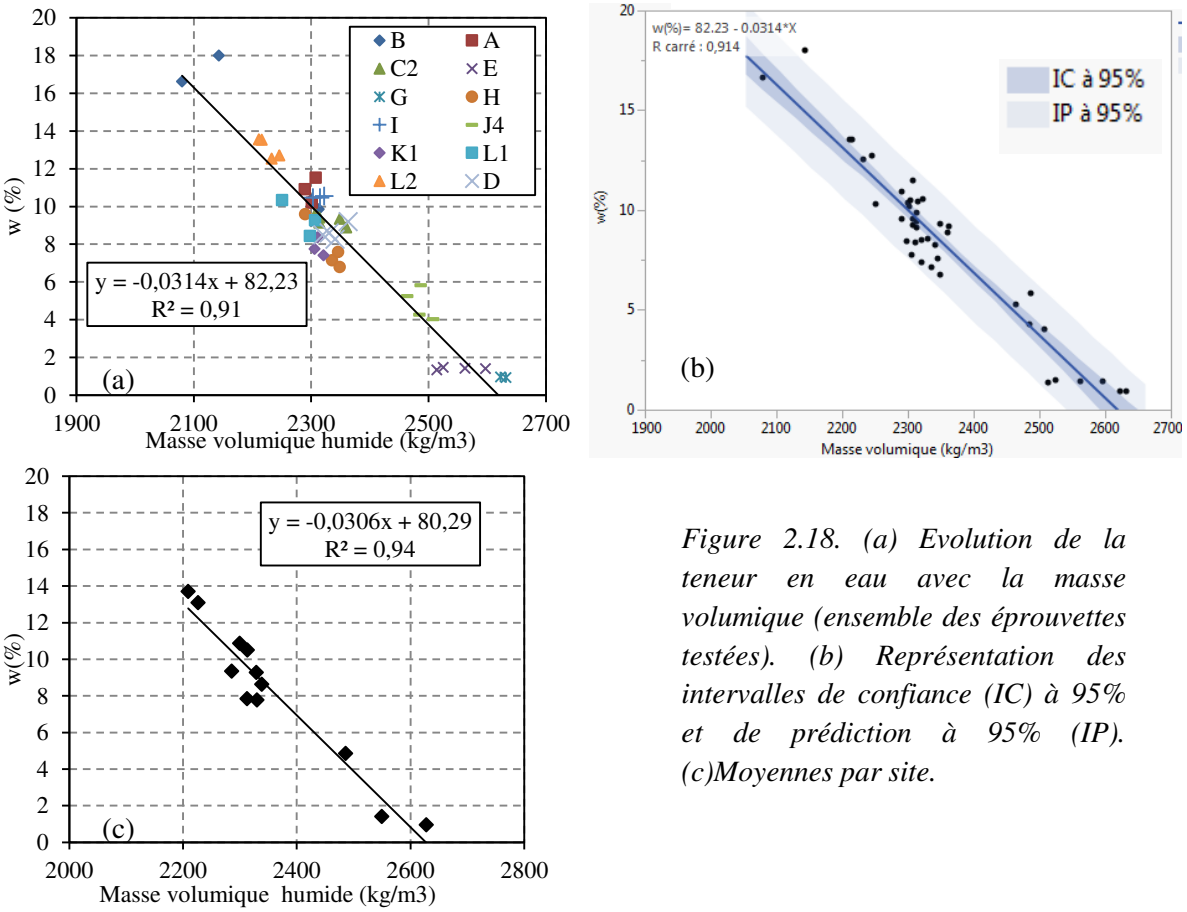


Figure 2.18. (a) Evolution de la teneur en eau avec la masse volumique (ensemble des éprouvettes testées). (b) Représentation des intervalles de confiance (IC) à 95% et de prédiction à 95% (IP). (c)Moyennes par site.

Les éprouvettes ayant la teneur en eau la plus élevée après immersion sont également celles présentant la masse volumique la plus faible. Pour ces éprouvettes, l'augmentation importante de la teneur en eau, traduit donc une plus grande porosité initiale.

Les valeurs de la résistance à la compression minimales et maximales mesurées pour chacun des sites de prélèvement sont données sur la figure 2.19.

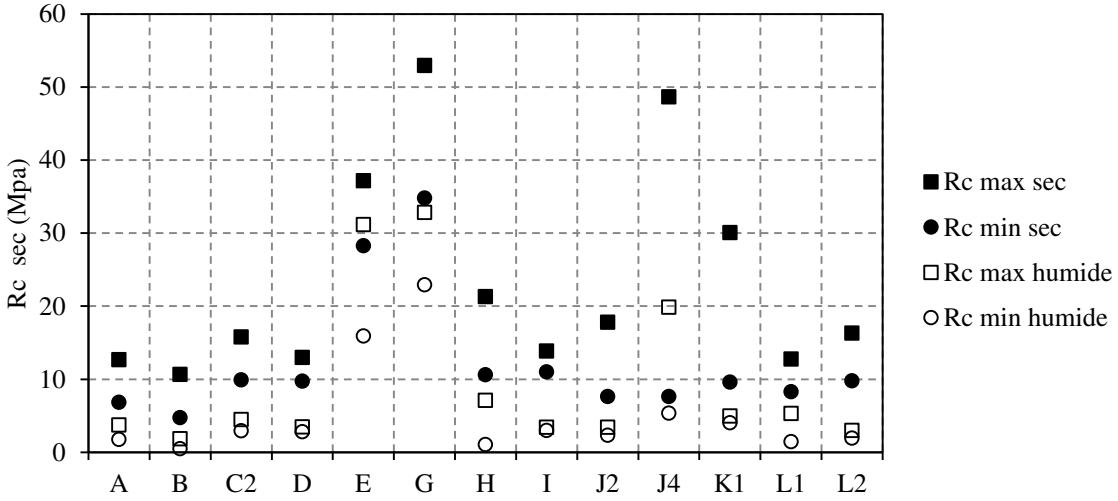


Figure 2.19 Evolution des résistances à la compression minimale et maximale mesurées pour les éprouvettes sèches et les éprouvettes humides.

Les valeurs mesurées en condition « sèche » sont étalées et comprises entre 4.8 MPa et 53 MPa. Toutefois, hormis pour les sites E, G, J4 et K1 les valeurs mesurées sont toujours comprises entre 5 et 25 MPa. Les valeurs obtenues pour les éprouvettes issues des sites E et G sont nettement plus importantes, et toujours supérieures à 28 MPa. La différenciation entre faciès gréseux et argileux ne permet pas d'expliquer les différences observées. En effet, les valeurs maximales mesurées sont de 37 MPa pour E, qui correspond à un faciès gréseux, et 53 MPa pour G qui correspond à un faciès argileux. Il est intéressant de noter que ces deux sites correspondent à des prélèvements effectués sur des affleurements et non sur chantier.
Comme attendu, les résistances mesurées sur les éprouvettes après immersion (condition « humide ») sont nettement plus faibles pour la majorité des sites (sauf E et J4). En effet, à l'exception des éprouvettes E, G et J4, les résistances mesurées sont toutes comprises entre 0,5 et 7,0 MPa malgré des teneurs en eau très variable suivant les prélèvements (de 0,9% à 18,0 %).

Pour mieux appréhender l'influence de la teneur en eau, les valeurs de la résistance à la compression uniaxiale et du module d'Young sont présentées en fonction de la teneur en eau respectivement en figure 2.20 et 2.21.

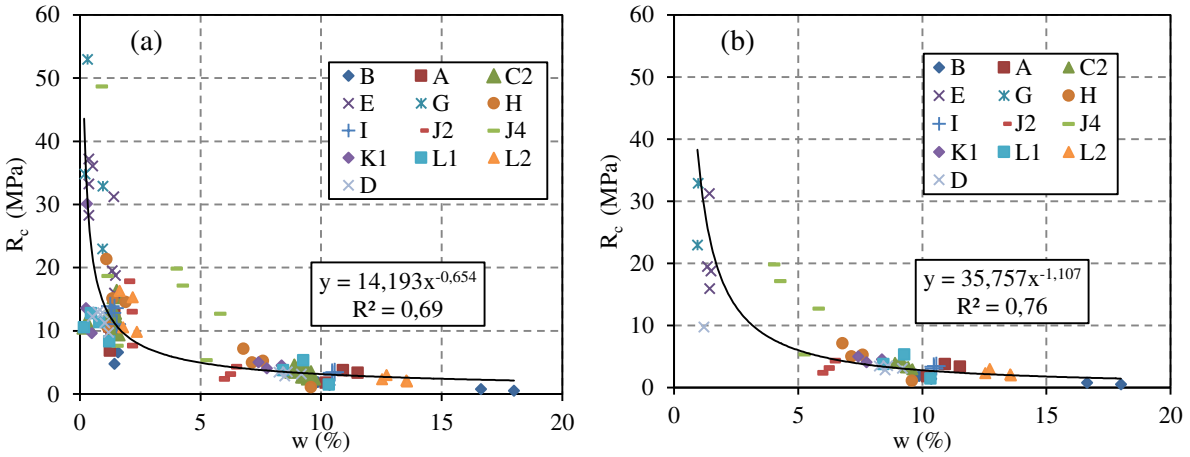


Figure 2.20 Evolution de la résistance à la compression uniaxiale en fonction de la teneur en eau (a) : Eprouvettes « humides et sèches », (b): Eprouvettes « humides » seules.

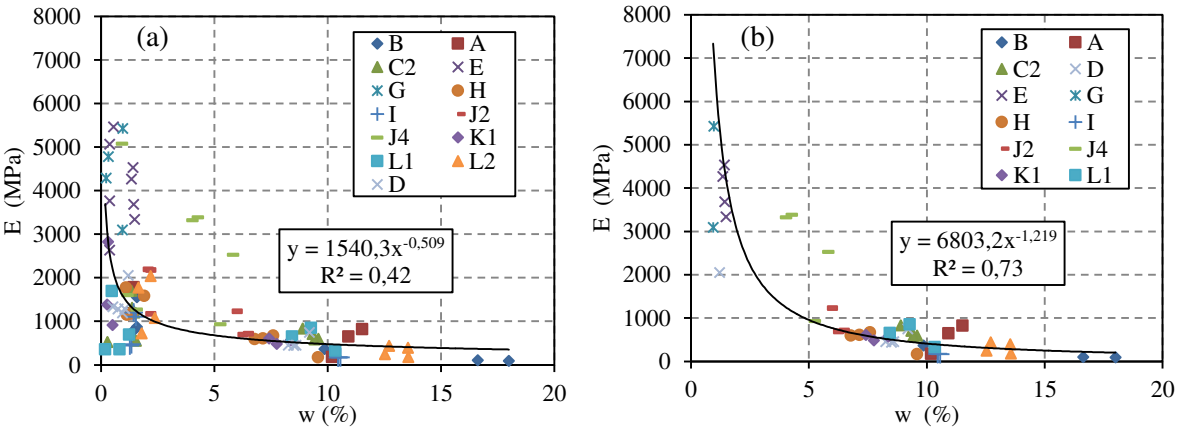


Figure 2.21 Evolution du module d'Young en fonction de la teneur en eau (a): Eprouvettes « humides et sèches », (b): Eprouvettes « humides » seules.

La teneur en eau a une forte influence sur les caractéristiques mécaniques, que ce soit sur la valeur de R_c que sur la valeur du module d'Young. Comme cela peut être observé sur la figure de droite, les échantillons présentant une teneur en eau inférieure à 6% après 7 jours d'immersion et conservent des caractéristiques mécaniques élevées même si elles demeurent plus faibles que pour les échantillons secs (des diminutions comprises entre 35 et 45% pour R_c et entre 4 et 7% pour le module d'Young sont observées). Trois éprouvettes du faciès J4 donnent des résistances éloignées de la loi de régression. Ces résultats peuvent être mis en relation avec la direction de stratigraphie S_0 qui présentait un angle d'environ 30° avec la direction de chargement et donc de schistosité S_1 pour ces trois éprouvettes.

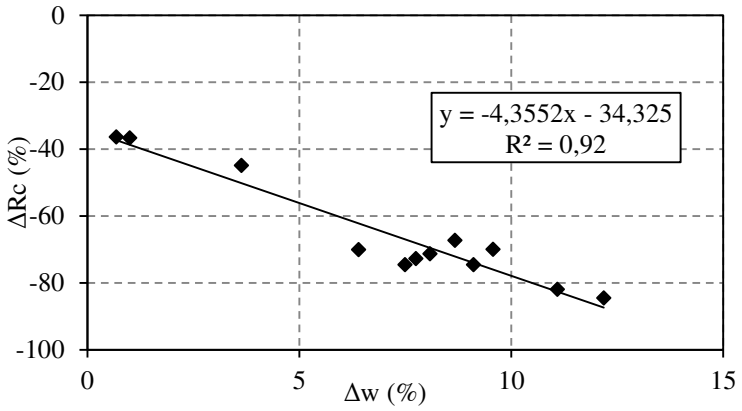


Figure 2.22 Variation de R_c avec la variation de teneur en eau (Δw idem figure 2.17)

A l'inverse, les échantillons dont la teneur en eau a fortement augmenté présentent une diminution très forte de leurs caractéristiques mécaniques (figure 2.22 : de 60 à 80% pour R_c et de 20 à 80% pour le module d'Young E).

La diminution des caractéristiques mécaniques avec l'augmentation de la teneur en eau de l'échantillon semble suivre une loi de décroissance de type puissance. Toutefois, la régression réalisée sur les points expérimentaux conduit à un coefficient de détermination plus élevé lorsque l'on travaille uniquement avec les résultats obtenus à partir des essais réalisés sur les éprouvettes « humides ». Cette évolution des caractéristiques mécaniques avec la teneur en eau a été observée par différents auteurs, sur des roches métamorphiques (Marques et al., 2010) avec une décroissance selon une loi puissance ou sédimentaires (Hawkins et McConnell, 1992 ; Vásárhelyi et Ván, 2006) avec une décroissance selon une loi exponentielle. Marques et al. relient la décroissance des caractéristiques mécaniques de leur matériau avec l'augmentation de son degré d'altération (altération des minéraux, fracturation…).

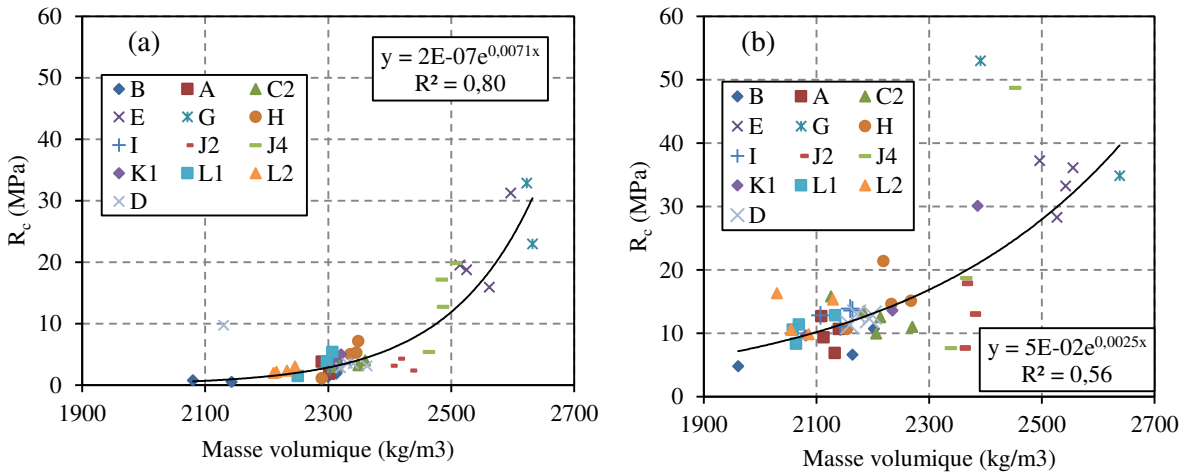


Figure 2.23 Evolution de la résistance à la compression uniaxiale en fonction de la masse volumique (a) : Eprouvettes « humides », (b) : Eprouvettes « sèches »

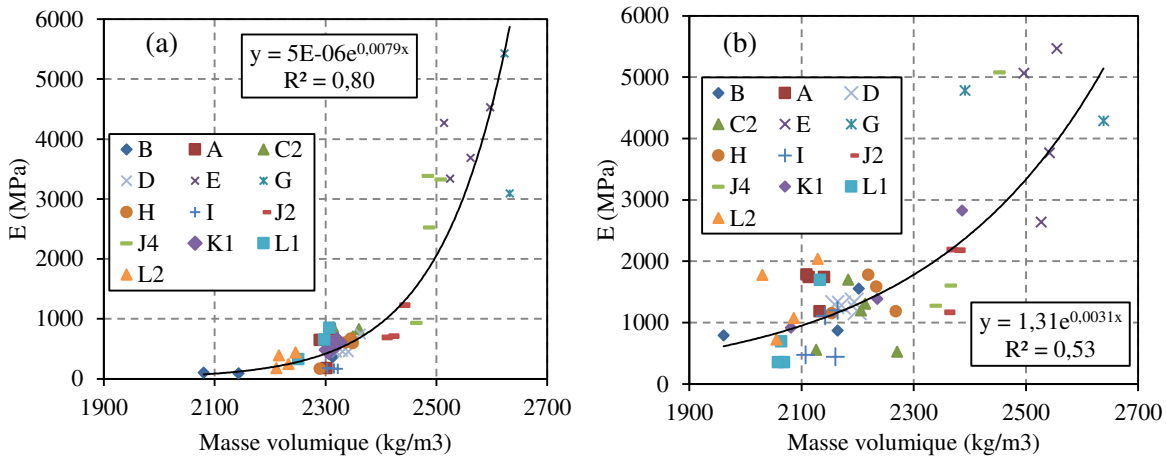


Figure 2.24 Evolution du module d'Young en fonction de la masse volumique (a): Eprouvettes « humides »,(b) : Eprouvettes « sèches »

Les figures 2.23 et 2.24, présentent la variation des caractéristiques mesurées avec la masse volumique des éprouvettes. La résistance R_c et le module d'Young augmentent avec la masse volumique et ceci indépendamment de la condition « sèche » ou « humide » des éprouvettes. Ces constations semblent cohérentes avec les résultats obtenus par d'autres auteurs sur des roches sédimentaires comme le travertin (Török & Vásárhelyi, 2010) pour lesquelles l'augmentation suivait également une loi exponentielle.

La dispersion observée dans le cas des éprouvettes sèches traduit les différences intrinsèques existant entre les différents sites de prélèvement. Cette dispersion se réduit avec l'augmentation de la teneur en eau du fait de la forte diminution des caractéristiques mesurées qui homogénéise donc les résultats obtenus par site.

La figure 2.25 présente l'évolution du module d'Young en fonction de la résistance à la compression uniaxiale. Une relation linéaire entre ces deux grandeurs est obtenue, avec toutefois une dispersion variable, celle-ci étant plus importante pour les éprouvettes « sèches » que pour les éprouvettes humides.

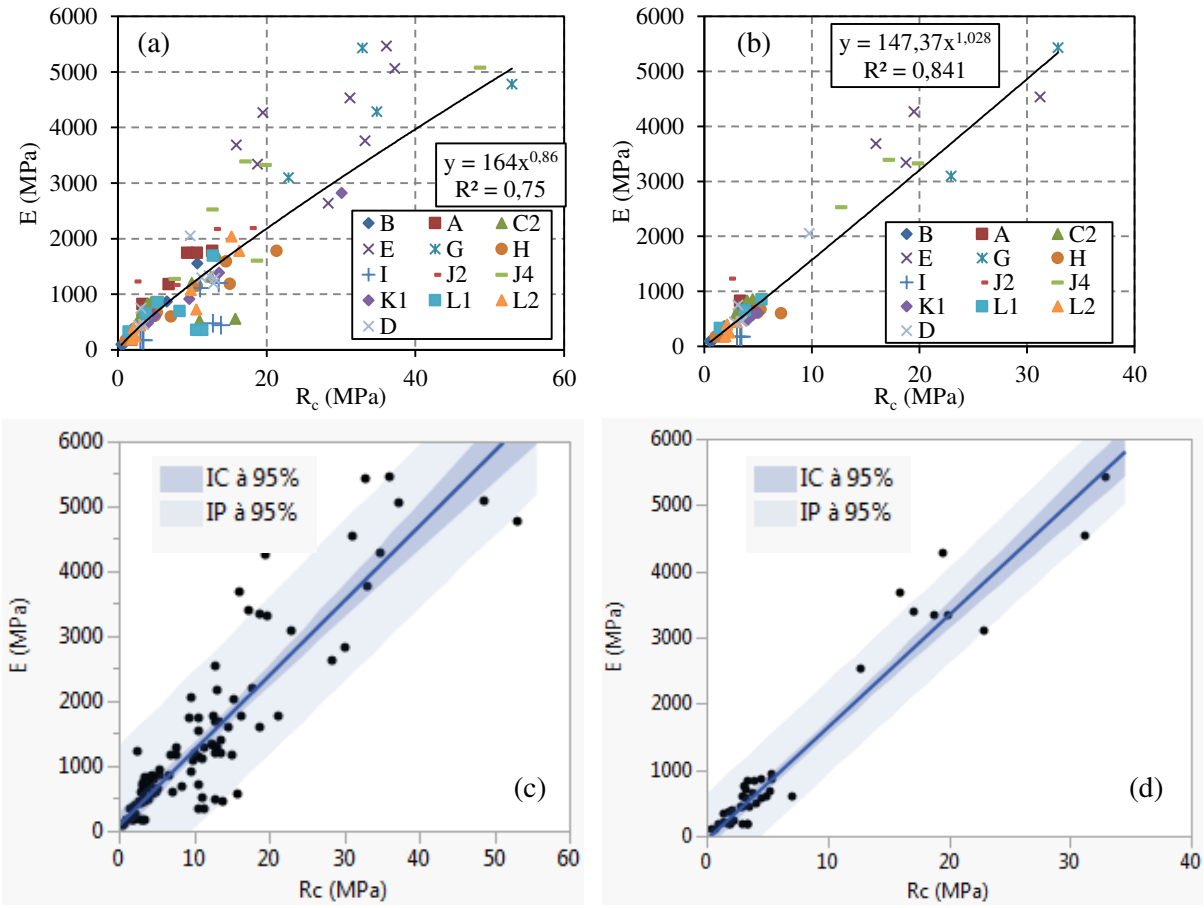


Figure 2.25 Evolution du module d'Young en fonction de la résistance à la compression uniaxiale (a) : Eprouvettes « humides et sèches», (b): Eprouvettes « humides » seules, (c) : Eprouvettes « humides et sèches» avec intervalle de confiance et intervalle de prédiction à 95 %, (d) : Eprouvettes « humides » seules avec intervalle de confiance et intervalle de prédiction à 95 %.

Gupta et Rao (2000) ont rassemblé un grand nombre de données d'essais de compression uniaxiale publiés par d'autres chercheurs sur des roches magmatiques (Duncan et Dunne, 1967) et sédimentaires (Beavis, 1985) et ont proposé les relations présentées ci-après (Eq. 2.1 à 2.3).

-*Pour les roches sédimentaires (schistes, grès, phyllithes) :*

$$E = 80 \times {R_c}^{1.91} \ (r^2=0.6) \tag{2.1}$$

-*Pour les roches magmatiques (granit, basalte) :*

$$E = 286 \times {R_c}^{0.98} \ (r^2=0.87) \tag{2.2}$$

-*Toutes roches confondues :*

$$E = 150 \times {R_c}^{1.11} (r^2=0.83) \tag{2.3}$$

L'ajustement d'une loi de type puissance sur les résultats des essais sur les schistes prélevés conduit à la relation (2.4) obtenue avec l'ensemble des éprouvettes humides et sèches soit 94 mesures.

$$E = 164 \times {R_c}^{0.86} (r^2=0.75) \tag{2.4}$$

Malgré la dispersion importante, les résultats obtenus dans cette étude sont cohérents avec ceux relevés dans la littérature. Néanmoins, dans le cas des schistes du Briovérien, les relations linéaires donnent des coefficients de détermination meilleurs que les relations puissances même si les différences restent minimes.

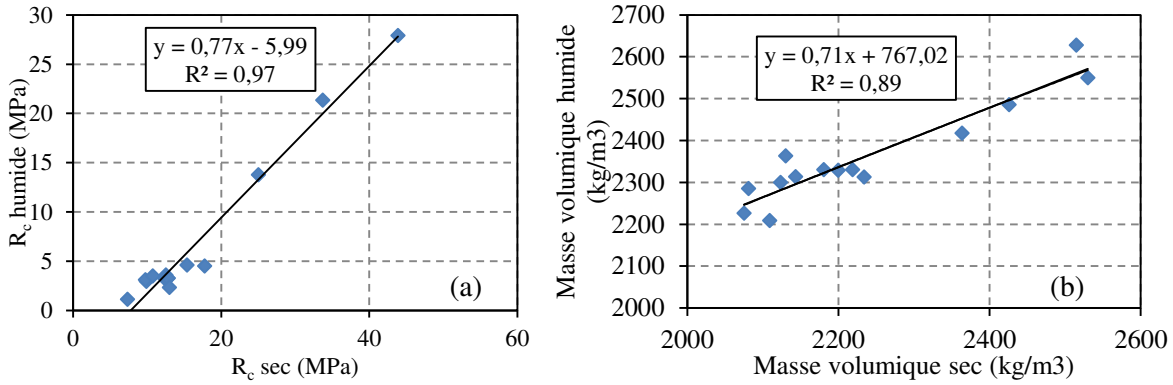


Figure 2.26 (a) Relation entre R_c sec et R_c humide à gauche, (b) Relation entre masse volumique sèche et humide à droite (moyenne par site)

Malgré une teneur en eau non nulle pour les échantillons « secs », l'évolution de la résistance à la compression en condition humide en fonction de la résistance à la compression en conditions « sèches » est présentée afin de confronter le comportement des schistes du Briovérien au comportement de roches rapportées dans la littérature. La figure 2.26 montre ainsi un bon coefficient de détermination entre R_c humide et R_c sec d'une part et la masse volumique humide et sèche d'autre part. A titre de comparaison, Vásárhelyi (2003) obtient, pour des grès la relation suivante :

$$R_{c,sat} = 0.759 \times R_{c,sec} \ (r^2 = 0.906) \tag{2.5}$$

Le rapport est donc très proche de celui qui est obtenu avec les échantillons testés (0.77).

De même, Török et Vásárhelyi, en 2009, aboutissent à une expression reliant la densité sèche et la densité saturée de travertins:

$$\rho_{sat} = 0.7334 \times \rho_{sec} + 697 \tag{2.6}$$

Cette relation se révèle très proche de celle obtenue en figure 2.25 sur les schistes testés.

2.5 Conclusion sur les essais de compression uniaxiale

Les essais de compression uniaxiale menés sur des éprouvettes issues des différents sites de prélèvement ont permis d'obtenir plusieurs informations sur les schistes briovériens testés. Tout d'abord, le matériau est difficile à caractériser à partir des essais classiques de mécanique des roches (difficulté de taillage, notamment, pour la confection des éprouvettes).

Les schistes du Briovérien testés présentent une variabilité notable, en termes de résistance à la compression uniaxiale, à l'échelle du bassin Rennais (voir carte en figure 2.26). Les caractéristiques mécaniques déterminées sont moyennes à faibles dans l'ensemble (pour des teneurs en eau proches de 1%, les résistances à la compression uniaxiale s'échelonnent de 5 à 50 MPa). Seuls deux faciès (E, G) présentent des caractéristiques mécaniques élevées (supérieures à 18 MPa) indépendamment de la teneur en eau.

Une très forte influence de la teneur en eau sur les résistances mesurées a pu être observée. Certains prélèvements voient leur teneur en eau rester faible après une semaine d'immersion (de l'ordre de 1%) tandis que d'autres voient cette teneur en eau augmenter fortement (jusqu'à 18% pour le prélèvement B). La majorité des prélèvements atteint une teneur en eau comprise entre 6 et 14% après une semaine d'immersion. La diminution de la résistance à la compression consécutive à l'augmentation de la teneur en eau est importante, les pertes s'échelonnant de 36 % à près de 80% pour les échantillons les plus faibles. Le module d'Young est diminué dans les mêmes proportions.

De bonnes corrélations entre les caractéristiques mécaniques issues de l'essai de compression et la masse volumique et la teneur en eau du matériau sont observées. Le coefficient de détermination étant meilleur dans le cas des échantillons humides. La teneur en eau se révèle donc être un bon indicateur de la résistance mécanique attendue. Au-delà de 6%, de teneur en eau, la résistance à la compression uniaxiale est systématiquement inférieure à 7 MPa.

Une classification des schistes du Briovérien en HSSR (hard soil soft rock) ou SIRT (sols indurés roches tendres) est justifiée si l'on se réfère à la classification établie par ANON (1979) et présentée en tableau 2.5.

Tableau 2.5 Classification des roches en fonction de R_c (ANON, 1979)

Classe	R_c (Mpa)	Terme
1	1,5* - 15	Faible
2	15 -50**	Moyennement fort
3	50 -120	Fort
4	120-230	Très fort
5	> 230	Extrêmement fort

* : Les roches ayant une résistance à la compression inférieure à 1,5 MPa sont, par définition, des sols raides. ** : Les roches tendres ont une résistance inférieure à 50 MPa.

Nous avons vu dans cette première partie, que l'essai de compression uniaxiale n'a pas permis de caractériser l'anisotropie du matériau dans la mesure où la confection d'éprouvettes avec différentes orientations de la schistosité est rendue difficile par la fragilité et la schistosité du matériau. Dans la partie suivante de ce chapitre sont donc présentés les résultats de caractérisation par la mesure de vitesse de propagation d'ondes permettant de caractériser l'anisotropie du matériau.

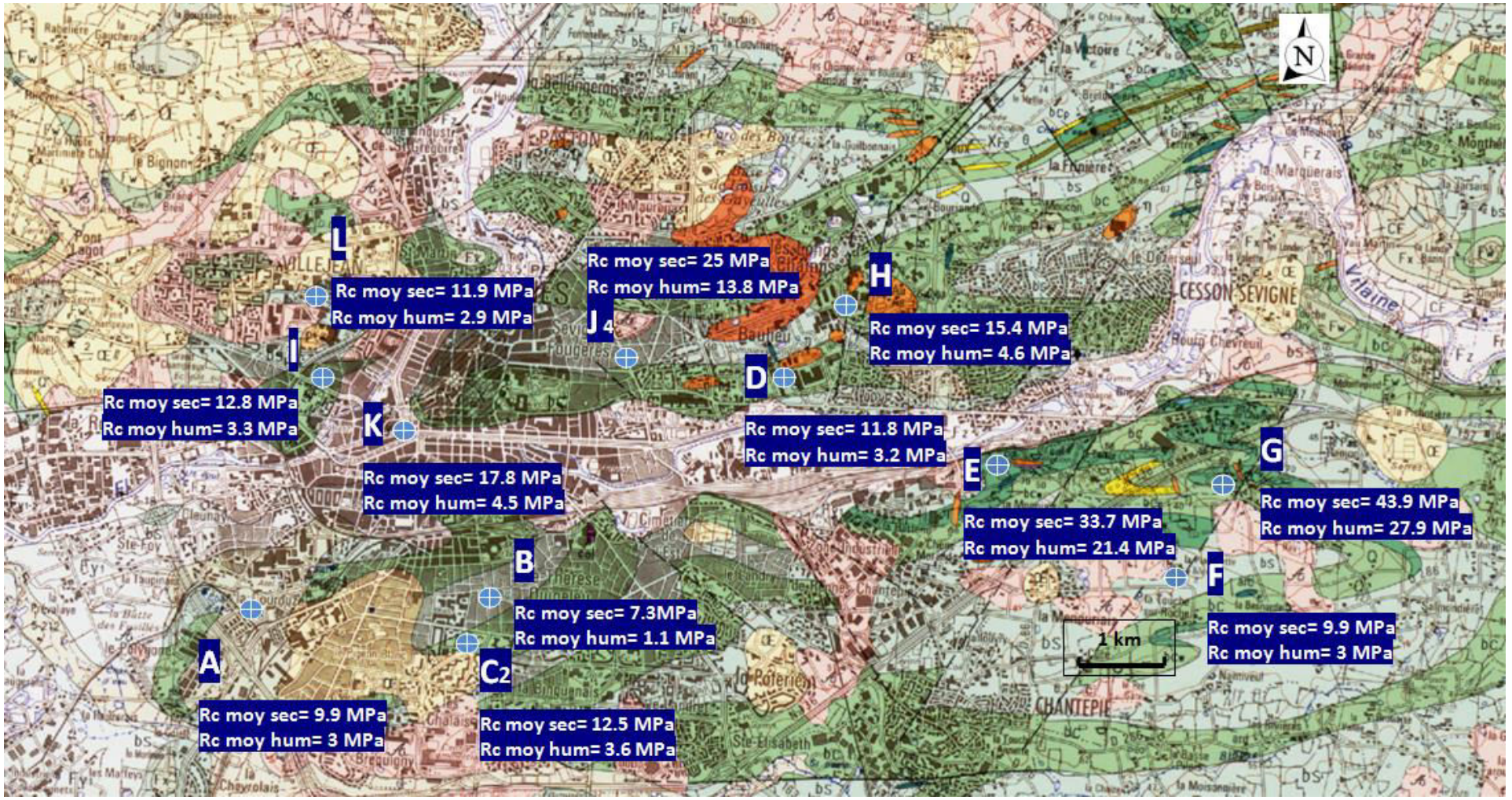


Figure 2.27 Repérage des différents sites de prélèvements et des résistances à la compression uniaxiale mesurées en conditions sèches et humides qui leur sont associées.

3. Essais de propagation d'ondes ultrasonores

3.1 Etude bibliographique

3.1.1 Caractérisation à l'aide des vitesses de propagation d'ondes

En 1979, ANON a défini les classes de vitesse d'ondes pour les roches dures et tendres (tableau 3.1).

Tableau 3.1 Définition des classes de vitesse d'ondes sonores pour des roches dures et tendres, d'après (ANON, 1979).

Classe	Vitesse d'ondes sonores	Définition
1	inférieure à 2500 m/s	Vitesse très basse
2	2500 m/s à 3500 m/s	Vitesse basse
3	3500 m/s à 4000 m/s	Vitesse moyenne
4	4000 m/s à 5000 m/s	Vitesse élevée
5	supérieure à 5000 m/s	Vitesse très élevée

Deux types d'ondes ultrasonores sont majoritairement utilisés pour la caractérisation des roches. Les ondes de compression, également appelées ondes P (pour primaires car elles ce sont les plus rapides et donc les premières à arriver au récepteur), et les ondes de cisaillement appelées ondes S (pour secondaires car se déplaçant moins vite que les ondes P). Les ondes P progressent par compression/décompression du matériau dans lequel elles se propagent. Dans le cas des ondes S le mouvement du matériau se fait perpendiculairement au sens de propagation de l'onde. Les vitesses de propagation des ondes sont fonction des caractéristiques physiques (masse volumique) et élastique des matériaux qu'elles traversent. Les mesures des vitesses de propagation des ondes au sein d'un matériau isotrope permettent donc de calculer son module d'Young dynamique et son coefficient de poisson selon les relations présentées en 3.1 (Jaeger et Cook, 1979) :

$$\nu = \frac{1/2-(V_s/V_p)^2}{1-(V_s/V_p)^2} \qquad E = \rho \frac{V_p^2(1+\nu)(1-2\nu)}{(1-\upsilon)} \tag{3.1a \& 3.1b}$$

Les propriétés d'une roche peuvent être évaluées grâce aux mesures de vitesses de propagation d'ondes. Ainsi, la caractéristique la plus couramment reliée à la vitesse de propagation des ondes P est la résistance à la compression uniaxiale. Inoue et Ohomi en 1981 ont réalisé différents essais sur des roches tendres (R_c variant de 1 à 10 MPa) et ont établi une relation entre R_c, masse volumique du matériau et vitesse de propagation des ondes P (équation 3.2).

$$R_c = k\rho V_p^2 + A \tag{3.2}$$

Avec: ρ masse volumique (kg/cm^3) et V_p vitesse de propagation des ondes P (km.s^{-1}), R_c la résistance à la compression uniaxiale (kg.cm^{-2}) et k et A des constantes dépendantes du matériau testé.

Ces auteurs ont également observé une forte influence de la teneur en eau sur les vitesses et les résistances à la compression uniaxiale mesurées (diminution avec l'augmentation de la teneur en eau).

D'autres auteurs ont cherché à relier la vitesse des ondes P à la résistance à la compression R_c ou au module d'Young statique E_s (c'est-à-dire déterminé lors d'essais de compression) pour différents types de roches (magmatiques, sédimentaires ou métamorphiques). Kahraman (2001a), a proposé la relation présentée en (3.3) suite à des essais réalisés sur des marnes.

$$R_c = 9{,}95 V_p^{1.21} \tag{3.3}$$

Avec : R_c en MPa et V_p en km/s

Yasar et Erdogan (2004), ont réalisé des essais principalement sur des calcaires et des marbres et ont établi des relations linéaires entre la vitesse de propagation des ondes de compression et la résistance à la compression uniaxiale R_c (relation 3.4) ou le module d'Young statique (relation 3.5).

$$V_p = 0{,}0317 \times R_c + 2{,}0195 \tag{3.4}$$

$$V_p = 0{,}0937 \times E_s + 1{,}7528 \tag{3.5}$$

Avec R_c en MPa, E_s en GPa et V_p en km/s

Moradian et Behnia (2009) ont étudié principalement des grès, des calcaires et des marnes pour aboutir aux relations présentées en équations 3.6 et 3.7.

$$R_c = 142{,}47 e^{-9560{,}57/\rho V_p} \tag{3.6}$$

$$E_s = 2{,}06 V_p^{2{,}78} \tag{3.7}$$

Les relations obtenues varient donc d'un auteur à l'autre et sont fortement dépendantes du matériau testé (tableau 3.2).

Tableau 3.2 Tableau récapitulatif des relations entre vitesse d'ondes P, R_c et Es.

Auteur	Matériau	Relation
Inoue et Ohomi (1981)	Roches sédimentaires et magmatiques	$R_c = k\rho V_p^2 + A$
Kahraman (2001a)	Marnes	$R_c = 9{,}95 V_p^{1.21}$
Yasar et Erdogan (2004)	Calcaires et marbres	$V_p = 0{,}0317 \times R_c + 2{,}0195$ $V_p = 0{,}0937 \times E_s + 1{,}7528$
Moradian et Behnia (2009)	Grès, calcaires, marnes	$R_c = 142{,}47 e^{-9560{,}57/\rho V_p}$ $E_s = 2{,}06 V_p^{2{,}78}$

Les paramètres tels que la densité, la granulométrie, la porosité, la minéralogie, la teneur en eau, l'altération et l'anisotropie du matériau (fracture, schistosité…) ont une influence sur la vitesse de propagation d'ondes (la vitesse de propagation sera toujours plus faible perpendiculairement à l'anisotropie que parallèlement). Ces éléments étant variables d'une roche à l'autre et même d'un échantillon à l'autre, la généralisation des relations, liant les paramètres mécaniques de la roche à la vitesse de propagation d'ondes, est difficile.

3.1.2 Détermination des paramètres élastiques dynamiques pour un matériau isotrope transverse

Kharaman (2001b), a cherché à mesurer l'impact de discontinuités, créées artificiellement par sciage dans des blocs de roches (granite, travertin et marbre), sur la vitesse de propagation des ondes P. Il a montré que cette vitesse diminuait linéairement avec l'augmentation du nombre de joints.

Dans le cas des schistes briovériens qui présentent une anisotropie liée notamment à la schistosité, à l'échelle de l'échantillon on peut considérer que le matériau est isotrope transverse. En prenant un repère dans lequel (x_1, x_2) est le plan de la schistosité et x_3 la direction perpendiculaire à celui-ci, la loi de Hooke peut être écrite sous la forme simplifiée présentée dans l'équation 3.8 d'après Bachman (1983) cité par Song et al. (2004) :

$$[\sigma] = [C][\varepsilon] = \begin{bmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{33} \\ \tau_{23} \\ \tau_{31} \\ \tau_{12} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} C_{11} & C_{12} & C_{13} & 0 & 0 & 0 \\ C_{12} & C_{11} & C_{13} & 0 & 0 & 0 \\ C_{13} & C_{13} & C_{33} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & C_{44} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & C_{44} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & C_{66} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \varepsilon_{23} \\ \gamma_{23} \\ \gamma_{31} \\ \gamma_{12} \end{bmatrix} \quad (3.8)$$

La sous-matrice qui est entourée en rouge sera nommée A dans la suite de cette partie.

Dans le repère défini précédemment et pour un milieu homogène anisotrope, on définit l'angle de phase du front d'onde (de forme elliptique, du fait de l'isotropie transverse) et l'angle de rayon de l'onde tels que présentés en figure 3.1.

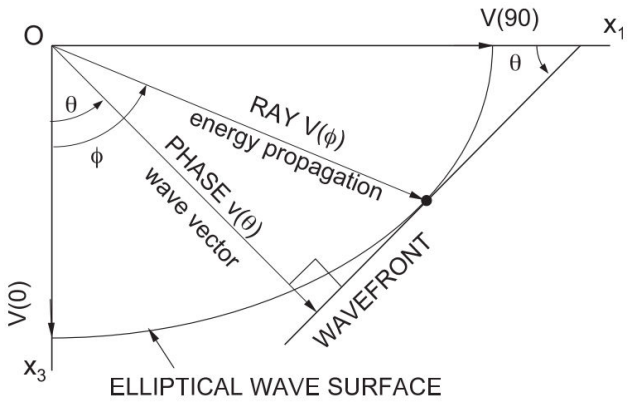


Figure 3.1 Définition de l'angle de phase θ (qui correspond à l'angle entre l'axe x_3 et le vecteur normal au front d'onde) et de l'angle de rayon φ (qui correspond à l'angle entre l'axe de symétrie x_3 et un point du front d'onde) (d'après Song et al., 2004)

La vitesse de phase V(θ) correspond à la vitesse de propagation de l'onde et la vitesse V(ϕ) correspond à la vitesse de propagation de l'enveloppe de l'onde.

Différents auteurs, cité par Song et al. (2004) ont montré, dans le cas d'un matériau isotrope transverse, que la vitesse de phase du front d'onde pouvait s'exprimer en fonction de l'angle de phase et des paramètres de la matrice de rigidité selon les équations 3.9a,b,c,d présentées ci-après :

$$\rho V_P^2(\theta) = \frac{1}{2}\left[C_{33}+C_{44}+\left(C_{11}-C_{33}\right)\sin^2\theta+D(\theta)\right] \quad (3.9a)$$

$$\rho V_{SV}^2(\theta)=\frac{1}{2}\left[C_{33}+C_{44}+\left(C_{11}-C_{33}\right)\sin^2\theta+D(\theta)\right] \quad (3.9b)$$

$$\rho V_{SH}^2(\theta)=\frac{1}{2}(C_{11}-C_{12})\sin^2\theta+C_{44}\cos^2\theta \quad (3.9c)$$

$$D(\theta)\equiv\left\{\begin{array}{c}(C_{33}+C_{44})\\ +2\left[2(C_{13}+C_{44})^2-(C_{33}-C_{44})(C_{11}+C_{33}-2C_{44})\right]\sin^2\theta\\ +\left[\left(C_{11}+C_{33}-2C_{44}\right)^2-4(C_{13}+C_4)^2\right]\sin^4\theta\end{array}\right\}^{1/2} \quad (3.9d)$$

Avec : ρ masse volumique du matériau, V_p, vitesse des ondes P, les ondes S pouvant être décomposées en deux composantes orthogonales, leur vitesse s'écrit V_{sv} et V_{sh}.

En considérant trois valeurs pour l'angle θ, (0, 45 et 90°), les paramètres de la matrice de rigidité peuvent s'exprimer selon les équations 3.10 a à f (d'après Song et al., 2004) :

$$C_{11}=\rho V_P^2(90°) \quad (3.10a)$$

$$C_{12}=C_{11}-2\rho V_{SH}^2(90°) \quad (3.10b)$$

$$C_{33}=\rho V_P^2(0°) \quad (3.10c)$$

$$C_{44}=\rho V_{SH}^2(0°)=\rho V_{SV}^2(0°) \quad (3.10d)$$

$$C_{66}=(C_{11}-C_{22})/2 \quad (3.10e)$$

$$C_{13}=-C_{44}+\left[\begin{array}{c}4\rho^2V_P^4(45°)-2\rho V_P^2(45°)\times(C_{11}+C_{33}+2C_{44})\\ +(C_{11}+C_{44})\times(C_{33}+C_{44})\end{array}\right]^{1/2} \quad (3.10f)$$

Comme il est difficile de mesurer la vitesse de propagation des ondes P à 45° (cela nécessiterait des éprouvettes de grande taille afin d'être en mesure de décaler les transducteurs pour pouvoir simuler cette angle), on utilise la relation liant $V(\theta)$ et $V(\phi)$ (Equation 11, d'après Byun, 1984):

$$V(\theta)=V(\phi)\cos(\phi-\theta) \quad (3.11)$$

Si θ=45°, en exploitant la forme elliptique de l'onde (voir Song et al. 2004 pour la démonstration complète), on obtient alors les relations 3.12a et b :

$$V(\phi)=\sqrt{\frac{v(90°)^4+v(0°)^4}{v(90°)^2+v(0°)^2}} \text{ et } \phi=\tan^{-1}\left(\frac{v(90°)^2}{v(0°)^2}\right) \quad (3.12a \text{ \& } b)$$

On considère alors la relation 3.13 :

$$[\varepsilon]=[C]^{-1}[\sigma]=\begin{bmatrix}\varepsilon_{11}\\ \varepsilon_{22}\\ \varepsilon_{23}\\ \gamma_{23}\\ \gamma_{31}\\ \gamma_{12}\end{bmatrix}=\begin{bmatrix}C_{11} & C_{12} & C_{13} & 0 & 0 & 0\\ C_{12} & C_{11} & C_{13} & 0 & 0 & 0\\ C_{13} & C_{13} & C_{33} & 0 & 0 & 0\\ 0 & 0 & 0 & C_{44} & 0 & 0\\ 0 & 0 & 0 & 0 & C_{44} & 0\\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & C_{66}\end{bmatrix}^{-1}\begin{bmatrix}\sigma_{11}\\ \sigma_{22}\\ \sigma_{33}\\ \tau_{23}\\ \tau_{31}\\ \tau_{12}\end{bmatrix} \quad (3.13)$$

Avec:

$$\begin{bmatrix} C_{11} & C_{12} & C_{13} & 0 & 0 & 0 \\ C_{12} & C_{11} & C_{13} & 0 & 0 & 0 \\ C_{13} & C_{13} & C_{33} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & C_{44} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & C_{44} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & C_{66} \end{bmatrix}^{-1} = \frac{1}{\det(A)}\ {}^{t}[C] = [E] = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_1} & -\frac{\nu_{21}}{E_1} & -\frac{\nu_{31}}{E_3} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{21}}{E_1} & \frac{1}{E_1} & -\frac{\nu_{31}}{E_3} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{13}}{E_1} & -\frac{\nu_{13}}{E_1} & \frac{1}{E_3} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{13}} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{13}} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{12}} \end{bmatrix}$$

On peut ainsi calculer l'ensemble des paramètres élastiques et on aboutit aux relations définies ci-après (Equation 3.14a à e) :

$$E_1 = \frac{|A|}{C_{11}C_{33} - C_{13}^2} \tag{3.14a}$$

$$E_3 = \frac{|A|}{C_{11}^2 - C_{13}^2} \tag{3.14b}$$

$$G_{13} = C_{44} \text{ et } G_{12} = \frac{E_1}{2(1+\nu_{21})} \tag{3.14c}$$

$$\nu_{21} = \frac{C_{12}C_{33} - C_{13}^2}{C_{11}C_{33} - C_{13}^2}\ \ \nu_{13} = \frac{C_{13}(C_{11} - C_{12})}{C_{11}C_{33} - C_{13}^2}\ \ \nu_{31} = \frac{C_{13}}{C_{11} + C_{12}} \tag{3.14d}$$

$$K = \frac{E_1 E_3}{E_1(1-2\nu_{31}) + 2E_3(1-\nu_{21}-\nu_{13})} \tag{3.14e}$$

La connaissance de la densité du matériau ainsi que des vitesses des ondes P et S, parallèlement et perpendiculairement à la schistosité, soit 5 paramètres au total, permet de caractériser l'anisotropie élastique d'un matériau isotrope transverse.

3.1.3 Méthodes expérimentales

Les vitesses de propagation d'ondes ultrasonores se mesurent au moyen de transducteurs/émetteurs piézo-électriques selon la définition de l'ISRM (1978), présentant des bandes passantes variables (de 2 kHz à 2 MHz). Le signal électrique émis, peut prendre plusieurs formes (carré, sinusoïdal…), et est converti en onde mécanique (de type P ou S) au sein de l'émetteur. Du fait de leur mode de fonctionnement, les transducteurs piézo-électriques (photo en figure 3.2) peuvent être utilisés indifféremment comme émetteur ou récepteur (soit la polarisation est convertie en déplacement ou soit, à l'inverse, le déplacement est converti en polarisation).

Figure 3.2 Exemples de transducteurs d'ondes ultrasonores de différentes tailles (source : www.epandt.com)

La gamme de fréquence utilisée est adaptée au matériau testé. En effet, l'amortissement des ondes acoustiques au sein du matériau sera fonction de la forme du signal de départ, de sa fréquence, de son amplitude. Pour que le signal reçu soit lisible il faut adapter l'amplification (si l'amortissement est important il sera difficile de différencier le signal reçu du bruit de fond du transducteur).

Le type de transducteur ou de signal utilisé ne sont pas les seuls paramètres influençant la qualité des mesures. Le couplant utilisé entre le transducteur et le matériau a testé a également un rôle important (Couvreur et Thimus, 1996). L'agent couplant a pour but d'assurer une parfaite transmission de l'onde mécanique entre l'émetteur et le matériau à tester. Les agents couplant majoritairement utilisés peuvent être divisés en deux catégories : feuille métallique (plomb ou aluminium principalement) ou liquides de différentes viscosités (graisse, huile, vaseline, miel et eau, résine époxy…). L'étude de Couvreur et Thimus a portée sur le temps de parcours et l'amplitude des ondes reçues (compression ou cisaillement) par le récepteur qui n'était séparé de l'émetteur que par l'agent couplant et soumis à une contrainte variable. Leur étude a révélé qu'à faible contrainte (contrainte appliquée sur le transducteur inférieure à 15 MPa) le miel et la graisse donnait les meilleurs résultats aussi bien pour la transmission des ondes P que pour la transmission des ondes S. Sous contrainte plus importante, ces agents couplant sont rejoints, en termes de performance, par la feuille de plomb.

Kahraman (2002) a étudié l'influence de la méthode de mesure de vitesses des ondes P sur les résultats obtenus pour du granit, du travertin et du marbre. Il décrit trois méthodes possibles (dont le principe est expliqué en figure 3.3) : directe, semi-directe et indirecte. Dans la première, les ondes se propagent directement dans le matériau de l'émetteur vers le récepteur. Dans les deux autres, les ondes émises sont réfléchies par le matériau vers le récepteur.

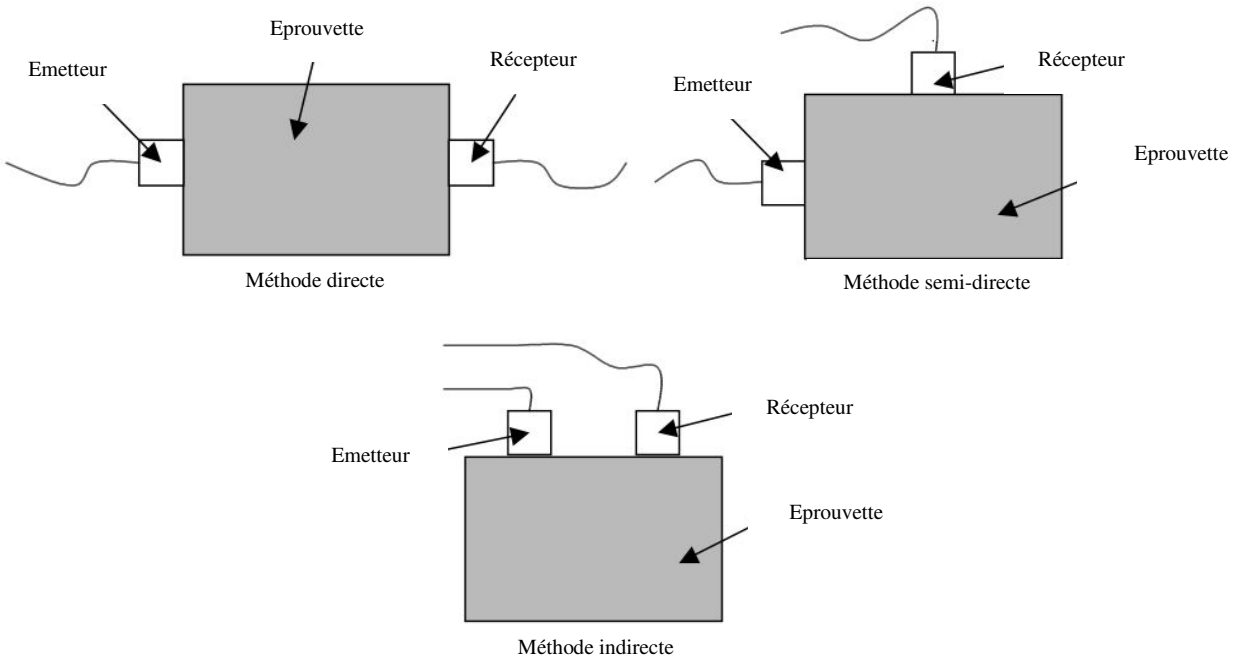


Figure 3.3 Différentes méthodes de mesure de vitesse des ondes P : directe, semi-direct et indirecte (d'après Kahraman, 2002).

Pour des matériaux anisotropes tels que les schistes briovériens, seule la méthode directe est adaptée. En effet, la méthode semi-directe, induit, de par l'angle formé entre les transducteurs, des difficultés supplémentaires pour évaluer l'anisotropie du matériau. La méthode indirecte induit, quant à elle, un fort amortissement des ondes et donc une diminution importante de leur amplitude. Cette diminution de la vitesse et de l'amplitude peuvent être amplifiées pour des orientations défavorables de la schistosité (par exemple perpendiculaire) par rapport à la direction de propagation des ondes et rendre l'interprétation délicate (difficultés pour déterminer le temps d'arrivée des ondes P).

3.1.4 Conclusions

L'étude bibliographique a permis de confirmer la pertinence de l'utilisation des mesures de vitesse d'ondes pour l'évaluation des propriétés mécanique d'un matériau (résistance à la compression uniaxiale, module d'Young…). De plus, cette technique semble bien adaptée à l'évaluation de l'anisotropie d'un matériau puisque que différents paramètres vont influer sur les vitesses mesurées (orientation des minéraux, vides...). Ces vitesses, mesurées dans différentes directions permettent de calculer des caractéristiques mécaniques du matériau étudié (modules d'Young anisotropes) ou de les évaluer via des relations empiriques (R_c, module d'Young statique). L'étude a également révélé l'importance du choix du couplant utilisé sur la qualité des mesures effectuées.

3.2 Essais sur les schistes briovériens

3.2.1 Echantillons et programme expérimental

Les essais ont été réalisés au sein du laboratoire de mécanique et modélisation des matériaux et structures du génie civil de l'Université de Limoges qui disposait du matériel et de l'expertise nécessaires à la réalisation de ces travaux.

3.2.1.1 Echantillons et matériel

Les échantillons ont été taillés à la scie à diamant avant d'être entreposés en salle sèche (20°C, 50% d'humidité relative) pendant 15 jours afin de réaliser les mesures sur des éprouvettes sèches dans un premier temps et pouvoir ensuite les immerger et réaliser de nouveaux les essais sur le matériau humide. Lorsqu'elle était visible, l'orientation de la schistosité était repérée sur l'éprouvette. Les prélèvements ayant fait l'objet de mesures de la vitesse de propagation d'ondes ainsi que les caractéristiques des éprouvettes testées sont présentés dans le tableau 3.3. Il est à noter que les directions (x,y,z) ont été choisies arbitrairement lors de la préparation des échantillons et qu'elles n'indiquent pas la direction de la schistosité (lorsque celle-ci existe).

Tableau 3.3 Définition des éprouvettes pour chaque site de prélèvement testé (en bleu les directions parallèles à la schistosité)

Site	Echantillon	Masse éprouvette (g)	Dimension selon X (mm)	Dimension selon Y (mm)	Dimension selon Z (mm)	Masse volumique (kg/m^3)
A	1	736	96	62	58	2144
	2	1149	100	85	62	2170
	3	664	95	63	56	1996
B	1	285	92	50	30	2031
	2	412	87	35	67	2017
	3	360	68	50	55	1907
C2	1	753	93	44	80	2315
	2	657	81	49	69	2404
	3	469	67	66	48	2226
D	1	245	46	75	32	2190
E	1	490	80	47	50	2602
	2	622	89	39	70	2567
G	1	250	57	51	34	2650
H	1	402	90	47	42	2267
I	1	776	59	74	81	2221
	2	899	99	84	50	2182
	3	398	81	59	38	2195
	4	410	71	43	62	2165
J2	1	421	65	58	47	2365
	2	520	67	67	50	2301

Site	Echantillon	Masse éprouvette (g)	Dimension selon X (mm)	Dimension selon Y (mm)	Dimension selon Z (mm)	Masse volumique (kg/m^3)
J4	1	550	70	65	49	2484
	2	952	62	71	86	2497
	3	758	54	74	76	2491
	4	266	61	49	36	2466
K	1	868	105	61	58	2364
	2	512	68	60	54	2307
	3	421	74	54	44	2395
	4	367	66	54	43	2405
	5	502	72	66	45	2362
	6	977	93	83	54	2353
L2	1	473	86	58	45	2104
	2	373	66	54	48	2176
	3	295	57	55	43	2148
	4	574	83	73	44	2165
	5	761	92	79	48	2171

Les transducteurs utilisés présentent un diamètre d'environ 20 mm. Afin de limiter au maximum l'atténuation du signal reçu, une épaisseur d'éprouvette 4 fois plus grande que le diamètre du transducteur est recherchée. Ce rapport a été atteint pour la majorité des éprouvettes étudiées (au moins dans une direction). Aucun essai de compression uniaxiale n'a toutefois été réalisé sur ces éprouvettes puisqu'elles ne respectaient pas un élancement suffisant. Des essais au marteau de Schmidt ont néanmoins été réalisés afin d'estimer la résistance mécanique de ces éprouvettes.

La propagation d'une onde dans un milieu dispersif (c'est à dire un milieu dans lequel $V(\theta) \neq V(\phi)$) dépend principalement de l'interaction de cette dernière avec les différentes hétérogénéités présentes dans le volume concerné par la perturbation vibratoire. Cette interaction onde/hétérogénéités est gouvernée par la longueur d'onde qui est inversement proportionnel à la fréquence. Dans le cas de cette étude, deux types de transducteurs ont été utilisés, et qui sont par la suite nommés haute fréquence (HF) et basse fréquence (BF) par abus de langage (les ultrasons étant, par nature, hautes fréquences) :

- Haute fréquence (250-750 kHz) : Ils sont particulièrement recommandés pour les contrôles de matériaux atténuants ou dispersants exigeant un meilleur rapport signal/bruit. Ces transducteurs ont été utilisés pour la mesure des ondes P et des ondes S. La fréquence du signal émis a été abaissée à 300 kHz pour certains échantillons et ceci afin de permettre un meilleur passage du signal dans le matériau qui amortissait davantage le signal à 500 kHz qu'à 300 kHz.

- Basse fréquence (50-200 kHz) : Ces transducteurs assurent une excellente sensibilité. Ils sont caractérisés par un signal relativement long et une largeur de bande relativement étroite. L'interprétation est aisée pour les ondes P mais beaucoup plus compliquée voire impossible pour les ondes S. En effet, le fort étalement géométrique caractéristique de ce type de transducteurs et leur faible puissance semblent pénaliser leur propagation. L'utilisation de ces

transducteurs a néanmoins permis d'évaluer l'influence des transducteurs utilisés sur les vitesses calculées pour les ondes P. La fréquence du signal a été fixée à 50kHz.

Pour les deux types de transducteurs, seuls des signaux d'impulsion de formes sinusoïdales ont été utilisés. Néanmoins, pour s'adapter à l'amortissement acoustique plus ou moins important selon le site de prélèvement testé, la tension de l'impulsion (de 100 à 150 V) et le gain appliqué (20, 40 ou 60 dB) ont pu être modifiés afin de permettre l'exploitation des mesures. Ces paramètres influencent principalement le rapport signal sur bruit des mesures et donc leur interprétation.

Ponctuellement, lorsque l'amplitude du signal reçu était très faible, le seuil de détection du transducteur a pu être abaissé afin de mesurer un signal. Néanmoins, cette méthode n'a été que peu utilisée car elle conduit à des difficultés pour différencier le signal reçu du bruit et implique donc une plus grande incertitude sur la mesure.

Des essais préliminaires ont été réalisés avec de la graisse de couplage (très onéreuse) et du miel comme couplant. Aucune différence notable n'a été observée entre ces deux produits en termes de qualité de mesure. Ainsi, par raison d'économie, du miel a été utilisé pour la totalité de la campagne expérimentale, ce qui est une pratique courante pour ce type de mesure.

Enfin, des essais à vide ont été réalisés pour les deux montages (transducteurs haute fréquence et transducteurs basse fréquence) afin de déterminer le décalage temporel entre signal émis et signal reçu, induit par le montage. Ces essais ont été réalisés à faible voltage (10 V) et faible gain (20dB) afin de ne pas endommager la carte d'acquisition. Durant l'essai, l'éprouvette testée était maintenue en place par simple pression sur les transducteurs. Un schéma du montage utilisé est présenté en figure 3.4.

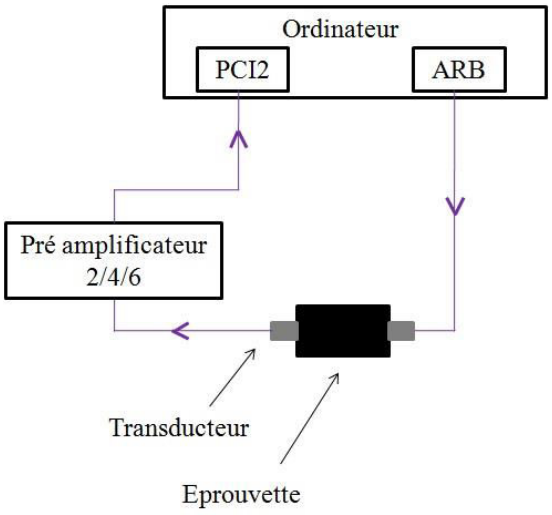


Figure 3.4 Schéma de principe du montage utilisé pour la mesure de vitesse de propagation d'ondes.

3.2.1.2 Méthodes d'exploitation

Deux méthodes ont été utilisées pour déterminer le temps de vol d'une onde et donc sa vitesse de propagation.

➢ Méthode « pic à pic »

Pour les essais réalisés avec les transducteurs haute fréquence, l'interprétation a été réalisée « pic à pic », c'est-à-dire en mesurant la durée entre le pic du signal émis (trigger) et le pic d'amplitude maximale de l'onde reçue (Molyneux et Schmitt, 2000, figure 3.5). Il faut en plus retrancher à cette différence, le décalage induit par l'amortissement au sein du montage.
Il est important de noter que si le pic des ondes P est clairement identifiable, celui des ondes S peut, en revanche, être sujet à caution et ceci pour plusieurs raisons. La première est qu'il existe un phénomène de conversion d'une partie des ondes S en ondes P qui est clairement observable sur la figure 3.5 (variations d'amplitude sur le signal de l'onde S avant son arrivée). La deuxième raison est que le pic principal de l'onde S n'est pas forcément aussi marqué que celui de la figure 3.5 et n'est pas forcément dans le même sens. Dans ces conditions il peut être difficile d'établir avec certitude le temps de vol de l'onde et donc de déterminer la vitesse de propagation associée à ce type d'ondes. L'expérience de l'expérimentateur et la comparaison à posteriori avec les vitesses des ondes P (plus rapide que les ondes S) permettent de vérifier la cohérence des mesures.

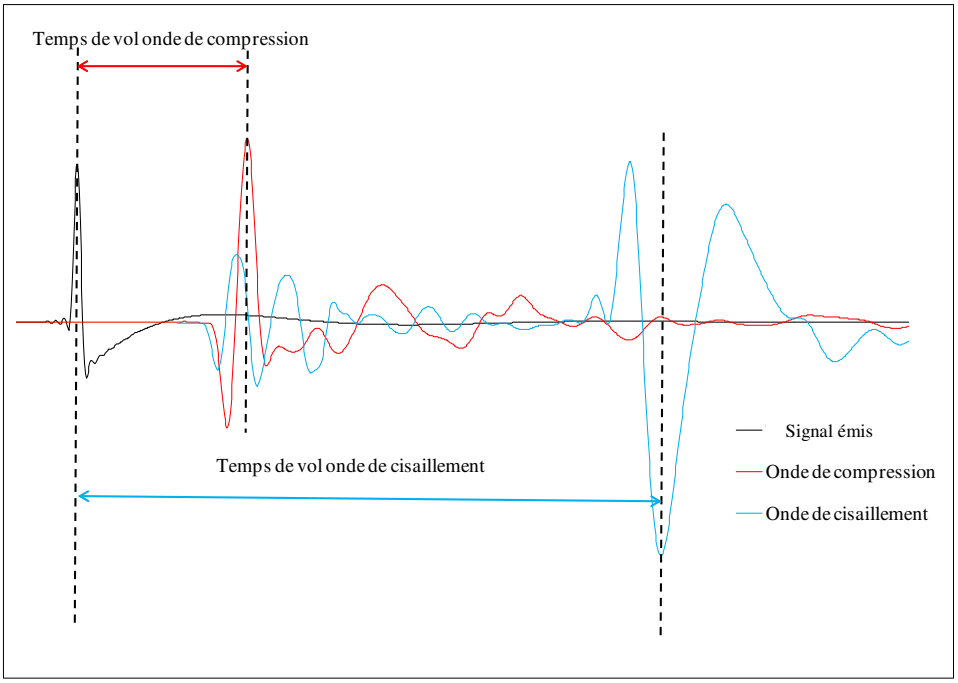


Figure 3.5 Définition du temps de vol des ondes de compression et des ondes de cisaillement par rapport au signal émis (trigger) dans le cadre de la méthode pic à pic.

➢ Méthode du « dernier passage de 0 »:

Dans cette méthode, qui a été utilisée uniquement pour exploiter les résultats obtenus avec les transducteurs basse fréquence, la variation d'amplitude par rapport au zéro est considérée pour calculer le temps de vol (Le Huérou et al., 2003). L'arrivée de l'onde P est caractérisée par un décrochage du signal par rapport à 0 (figure 3.6). Le départ considéré pour le signal émis est le passage par 0 avant le pic principal. Cette méthode a été privilégiée avec les transducteurs basse fréquence car le pic principal est, dans la plupart des cas, difficilement identifiable (pics resserrés avec des amplitudes proches).

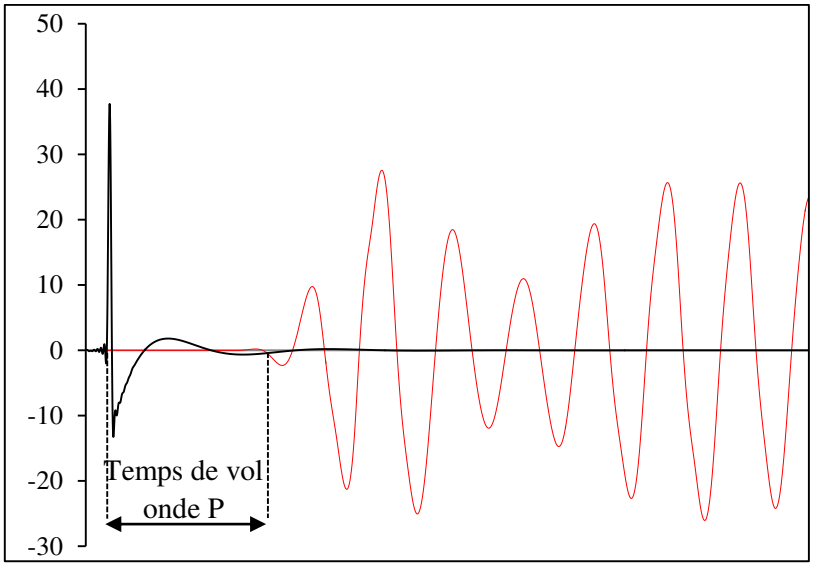


Figure 3.6 Définition du temps de vol des ondes de compression par rapport au signal émis dans le cas de la méthode du dernier passage de 0.

Pour les deux méthodes, le décalage temporel induit par le montage a été pris en compte en faisant une mesure transducteur contre transducteur et en recalant ensuite par rapport au signal émis (trigger).

- Procédure d'essai pour chaque éprouvette

Pour chaque éprouvette testée, la procédure présentée ci-après a été suivie et répétée avec les transducteurs haute fréquence puis basse fréquence, dans les trois directions de l'éprouvette :

1. Application du couplant (miel) sur les transducteurs et sur l'éprouvette avec maintien en place par serrage sans forcer afin d'avoir la même pression appliquée pour chaque essai.
2. Réalisation de plusieurs tirs d'ondes pour fixer la tension, le gain appliqué au signal et, dans le cas d'un signal reçu de mauvaise qualité, ajuster le seuil de détection.
3. Enregistrement de trois tirs d'ondes pour s'assurer de la répétabilité de l'essai (exploitation des trois tirs d'ondes) et calcul de la vitesse moyenne.
4. Répétition des étapes 1 à 3 dans une nouvelle direction de l'éprouvette.

L'exploitation des mesures est ensuite réalisée avec le logiciel Labview 6.1 et un protocole de traitement des fichiers de données d'acquisition mis au point par Nicolas Larcher (Larcher et al., 2012 ; Larcher et al., 2014). Le fonctionnement du programme est présenté en annexe 4. Celui-ci permet de déterminer de manière très précise le temps de vol des ondes selon les méthodes détaillées précédemment.

Les essais ont été exclusivement menés sur des éprouvettes sèches. En effet, des essais ont été tentés sur des éprouvettes ayant subie une immersion de 48h dans l'eau mais les signaux mesurés se sont révélés être extrêmement faibles (malgré une amplification maximale) pour la majorité des éprouvettes et donc très difficilement exploitables en particuliers pour les ondes S. La conclusion qualitative de ces essais est donc que l'eau entraine un fort amortissement des ondes dans le matériau.

3.2.2 Exploitation des vitesses d'ondes

3.2.2.1 Comparaisons préliminaires entre capteurs BF et HF

Les vitesses d'ondes P mesurées avec les transducteurs haute fréquence sont comparées à celles obtenues avec les transducteurs basse fréquence afin de quantifier l'impact de l'utilisation d'un type de transducteur par rapport à un autre (figure 3.7). En excluant les échantillons du site J2 de la comparaison (correspondant à un microgranite et présentant un écart de 27% pour les vitesses mesurées parallèlement à la schistosité et 24 % pour les vitesses mesurées perpendiculairement) de la comparaison un écart moyen de 7% est obtenu pour les vitesses mesurées parallèlement à la schistosité et 12% pour les vitesses mesurées perpendiculairement. Pour les vitesses parallèles à la schistosité (vitesses maximales mesurées), l'utilisation de transducteurs haute fréquence conduit majoritairement à des valeurs plus élevées qu'avec les transducteurs basse fréquence. Cette tendance s'inverse pour les vitesses perpendiculaires où les valeurs obtenues sont majoritairement plus élevées avec les transducteurs basse fréquence.

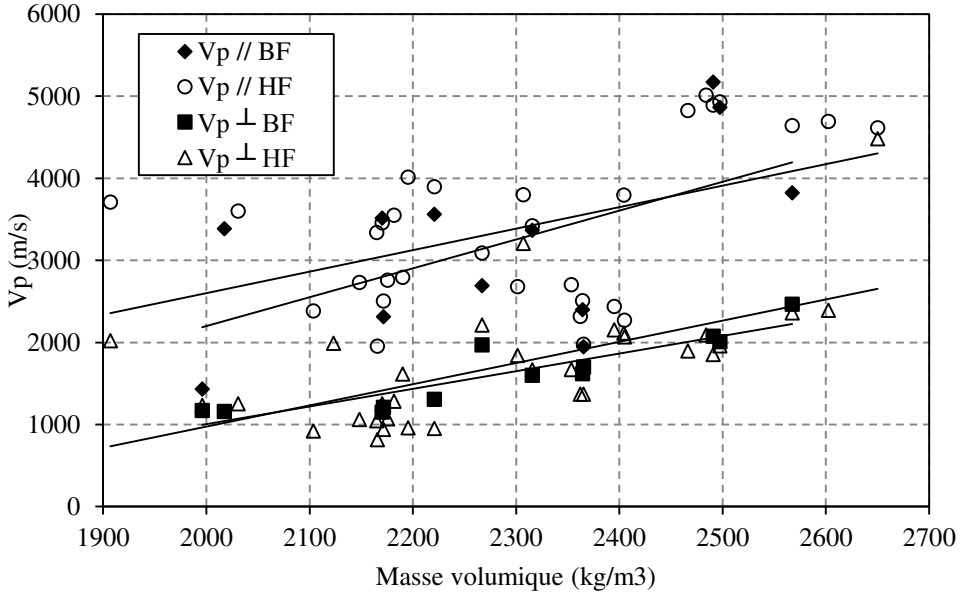


Figure 3.7 Comparaison des vitesses d'ondes P obtenues avec les transducteurs basse fréquence et celles obtenues avec les transducteurs haute fréquence dans les directions parallèle et perpendiculaire à la schistosité.

L'influence du type de capteur utilisé sur les vitesses mesurées est donc de l'ordre de 10%. L'impact de ces écarts de vitesses sur les modules d'Young calculés est moins important sur E_1 (variation de 0,5 à 5%) que sur E_3 (variation de 1% à 6%) et reste dans l'ensemble modéré. La variabilité induite sur la mesure de vitesse par le type de capteur utilisé demeure donc inférieure à la variabilité inter site maximale (vitesses pouvant être multipliées par 2 d'un site à l'autre).

3.2.2.2 Résultats avec transducteurs basse fréquence

Pour les transducteurs basses fréquences, seules la vitesse des ondes de compressions P ont été mesurées. En effet, comme explicité au §3.2.1, ces transducteurs se sont révélés inadaptés à la mesure des vitesses des ondes S. Les vitesses calculées pour les ondes P par la méthode du dernier passage par 0 dans les 3 directions des éprouvettes ainsi que l'anisotropie en termes de vitesses (rapport des vitesses prises dans deux directions perpendiculaires entre elles), sont présentées dans le tableau 3.4.

Les rapports d'anisotropie maximal et minimal sont calculés selon les relations suivantes :

$$\text{Rapport maximal} = Vp_{max} / Vp_{min} \quad (3.15)$$

$$\text{Rapport minimal} = Vp_{int} / Vp_{min} \quad (3.16)$$

Avec $Vp_{min} < Vp_{int} < Vp_{max}$

Tableau 3.4 Vitesses des ondes P moyennes pour les transducteurs basse fréquence et rapport d'anisotropie pour ces vitesses (en bleu les vitesses maximales mesurées pour chaque éprouvette dans le plan de schistosité).

			Vp (m/s)					Rapport d'anisotropie	
Site	Eprouvette	Masse volumique (kg/m3)	Vx	Vy	Vz	Max	Min	Max	Min
A	2	2170	2338	3517	1153	3517	1153	3,05	2,03
	3	1996	1431	1172	1402	1431	1172	1,22	1,02
B	2	2017	3388	1718	1160	3388	1160	2 ,92	1,48
C2	1	2315	3367	1599	2506	3367	1599	2,11	1,34
E	1	2567	3824	3037	2465	3824	2465	1,55	1,23
H	1	2267	2145	2693	1971	2693	1971	1,37	1,09
I	1	2221	1310	3564	2030	3564	1310	2,72	1,55
J2	1	2365	1947	1808	1701	1947	1701	1,14	1,06
J4	2	2497	2012	2788	4865	4865	2012	2,42	1,39
	3	2491	2078	5174	3060	5174	2078	2,49	1,47
K	1	2364	2400	1698	1622	2400	1622	1,48	1,05
L	1	2171	1893	2313	1210	2313	1210	1,91	1,56

Pour l'ensemble des éprouvettes, les vitesses mesurées sont significativement différentes d'une direction à l'autre, mettant ainsi en évidence l'anisotropie du matériau. Le rapport entre la vitesse maximale et la vitesse minimale est supérieur à 1 pour la majorité des échantillons. Ces observations confirment donc une orientation préférentielle des minéraux dans les éprouvettes testées (exception faite de l'échantillon J2).

Les échantillons du site A présentent une forte variabilité dans les vitesses mesurées pouvant s'expliquer par le grand nombre de défauts observables à l'œil nu (fracture, changement de

granulométrie...) et capables de perturber la propagation des ondes au sein du matériau. L'échantillon 3 qui présente la masse volumique la plus faible est également celui qui présente des vitesses de propagation faibles dans toutes les directions. Les échantillons E et J4, qui présentent les masses volumiques les plus importantes sont également ceux qui présentent les vitesses de propagation maximale.

L'échantillon J2 présente la plus faible anisotropie avec des rapports maximal et minimal proches de 1. Ce résultat n'est pas surprenant dans la mesure où cet échantillon correspond à un microgranite ne présentant pas d'orientation privilégiée des minéraux et ayant une densité importante. Il permet ainsi de valider la méthode choisie pour la mesure du temps de vol des ondes.

L'évolution des vitesses d'ondes maximale et minimale pour chaque éprouvette en fonction de la masse volumique est représentée en fonction de la masse volumique en figure 3.8.

Les vitesses mesurées perpendiculairement à la schistosité augmentent avec la masse volumique. Cette tendance se retrouve, dans une moindre mesure, pour les vitesses maximales mais la dispersion des valeurs est plus importante.

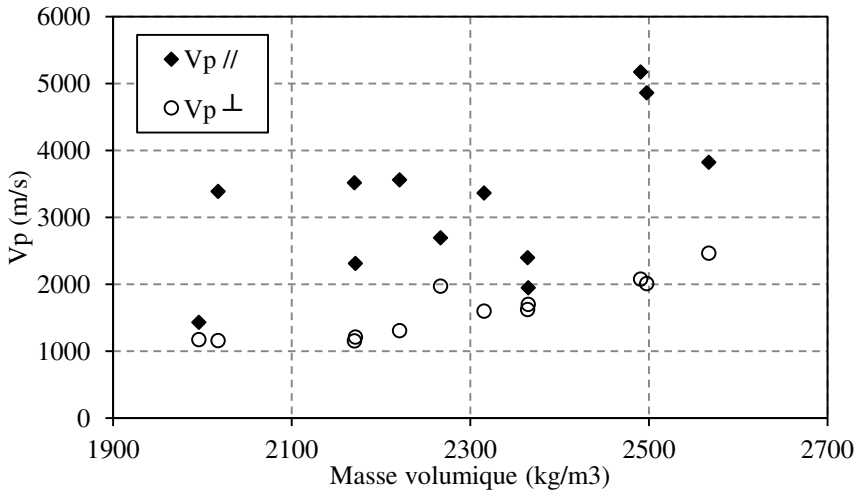


Figure 3.8 Vitesses de propagation maximale et minimale des ondes P en fonction de la masse volumique représentées selon la direction de propagation.

En accord avec ce que l'on peut trouver dans la littérature, la vitesse de propagation d'ondes est la plus rapide parallèlement à la direction de la schistosité. Song et al. (2004) observent des rapports d'anisotropie variant entre 1.02 et 1.22 pour des roches métamorphiques de densités élevées (type gneiss, amphibolite et serpentinite). Vishnu et al. (2010) obtenaient quant à eux des rapports d'anisotropie variant de 1.15 à 1.7 sur des quartzites. Enfin, David et al. (2007) obtiennent un rapport de 1.31 pour des roches sédimentaires (argilites) issues du site de Bure dans la Meuse. Les échantillons testés présentent, dans l'ensemble, des rapports supérieurs (de 1.02 à 3.05, figure 3.9).

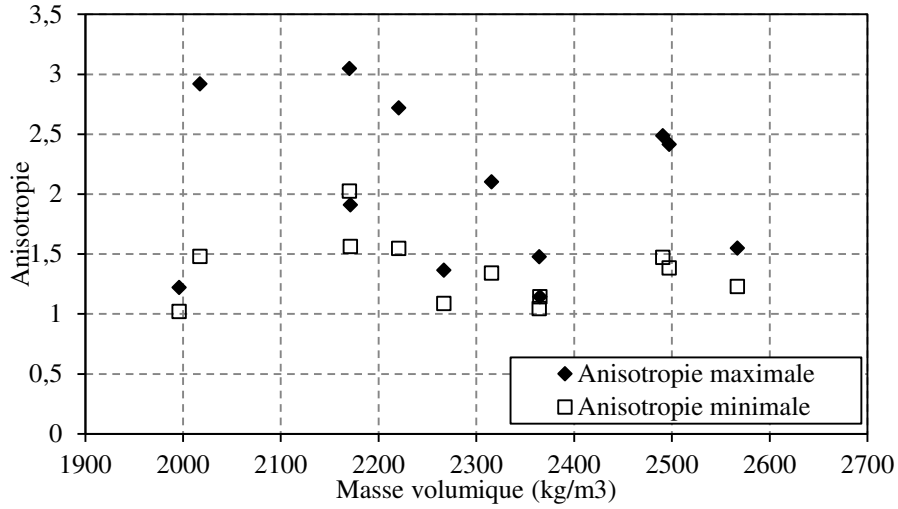


Figure 3.9 Evolution des rapports d'anisotropie maximal et minimal avec la masse volumique.

La direction parallèle à la schistosité correspond à la direction de chargement des essais de compression uniaxiale réalisés en partie II ce qui nous permet de relier la vitesse à R_c et au module d'Young statique.

Sur la figure 3.10 les points sont davantage dispersés en considérant les vitesses maximales (//) que les vitesses minimales (⊥). Ces dernières semblent mieux corrélées avec les propriétés mécaniques obtenues lors des essais de compression uniaxiale (R_c et E). Ce résultat est donc inattendu puisqu'une corrélation de meilleure qualité devrait être obtenue avec les vitesses maximales donc dans la direction parallèle à la schistosité dans la mesure où c'est dans cette direction qu'ont été mesurées les R_c. La dispersion des vitesses maximales mesurées peut être mise en relation avec la taille des éprouvettes testés qui est relativement grande, dans cette direction, compte tenu du type de matériau testé (faibles à moyennes caractéristiques mécaniques). La probabilité que ceux-ci contiennent des défauts (inclusions, porosité, fractures) pouvant perturber le passage des ondes est donc non négligeable. A l'inverse, dans la direction perpendiculaire, l'épaisseur de matériau traversée est plus faible (du fait du taillage de l'échantillon) tout comme la probabilité de présence de défauts sur le chemin de l'onde.

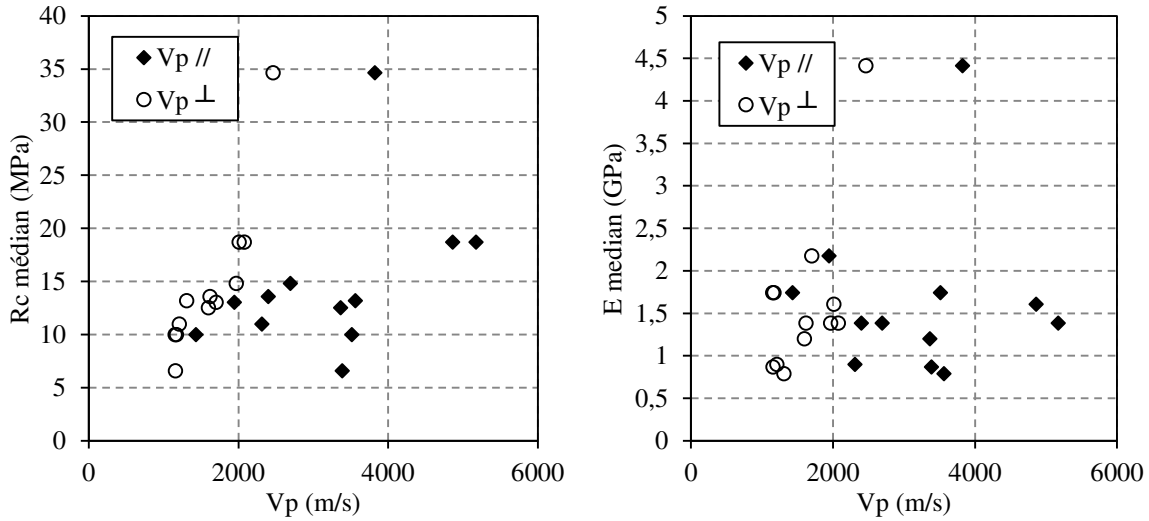


Figure 3.10 Evolution de caractéristiques mécaniques médianes (R_c et $E_{statique}$) par site en fonction de la vitesse de propagation des ondes P.

3.2.2.3 Résultats avec transducteurs haute fréquence

Deux types de transducteurs/émetteurs haute fréquence ont été utilisés pour mesurer, à la fois les vitesses de propagations des ondes P et des ondes S. Afin d'exploiter de la même façon les deux types d'ondes, la méthode pic à pic a été choisie. En effet, la méthode du dernier passage de 0 ne peut être appliquée pour la détermination des temps de vol des ondes S dans la mesure où elles sont souvent précédées par des ondes P parasites. Le pic principal est en revanche identifiable pour la majorité des échantillons (seuls les échantillons présentant un fort amortissement peuvent engendrer des difficultés dans la détermination du pic).
Les résultats des mesures de vitesses de propagation des ondes P et S sont présentés dans le tableau 3.5. Les ondes S n'ont pas pu être détectées sur la majorité des échantillons issus du site A (amortissement trop important induisant des amplitudes très faibles pour les signaux reçus et ceci même à amplification maximale), de l'éprouvette B1 et selon certaines directions pour des éprouvettes d'autres sites. Les cases en bleu correspondent aux vitesses maximales (obtenues pour la même direction que ce soit avec les ondes P ou S) et donc à une direction parallèle à la schistosité.

Tableau 3.5 Résultats des mesures des vitesses de propagation des ondes P et S avec les transducteurs haute fréquence.

			Vp (m/s)						Vs (m/s)						
Site	**Eprouvette**	**Masse volumique (kg/m3)**	**x**	**y**	**z**	**Max**	**Min**	**Moyenne des Vp_{max}**	**x**	**y**	**z**	**Max**	**Min**	**Indice de biréfringence (%)**	**Moyenne des Vs_{max}**
A	1	2144	2438	3456	1254	3456	1254	2743	/	/	/	/	/		2109
	2	2170	1591	1232	1543	1591	1232		/	/	/	/	/		
	3	1996	2847	3181	1991	3181	1991		1701	2109	1332	2109	1332	21,7	
B	1	2031	3600	1848	1255	3600	1255	3655	/	/	/	/	/		904
	3	1907	2023	3711	3569	3711	2023		730	904	878	904	730	2,9	
C2	1	2315	3422	1667	2553	3422	1667	3610	2028	1165	1864	2028	1165	8,1	2009
	2	2404	2729	3798	2117	3798	2117		1502	1989	1395	1989	1395	7,1	
D	1	2190	2686	2794	1616	2794	1616	2794	1254	1262	730	1262	730	0,6	1262
E	1	2602	4692	2394	4445	4692	2394	4668	2261	948	1414	2261	948	32,9	2292
	2	2567	4644	4621	2360	4644	2360		2324	1738	1044	2324	1044	25,2	
G	1	2650	4615	4589	4482	4615	4482	4615	2350	2298	2283	2350	2283	2,2	2350
H	1	2267	2470	3089	2211	3089	2211	3089	1457	2583	1425	2583	1425	2,2	2583
I	1	2221	952	3900	2123	3900	952	3701	895	1673	1363	1673	895	18,5	1697
	2	2182	3549	1284	1337	3549	1284		1901	/	833	1901	833	56,2	
	3	2195	2189	4015	959	4015	959		1795	1263	901	1795	901	29,7	
	4	2165	1047	3338	2179	3338	1047		905	1420	1011	1420	905	10,5	
J2	1	2365	1978	1369	1425	1978	1369	2330	1151	844	824	1151	824	2,4	1390
	2	2301	2554	2681	1844	2681	1844		1370	1628	1221	1628	1221	10,9	
J4	1	2484	2986	2091	5015	5015	2091	4915	2338	1807	3807	3807	1807	22,7	4003
	2	2497	1960	2814	4930	4930	1960		1814	2418	4252	4252	1814	25	
	3	2491	1855	4891	2973	4891	1855		1404	4068	2205	4068	1404	36,4	
	4	2466	4825	1898	3015	4825	1898		3883	1508	2083	3883	1508	46,4	
K	1	2364	2510	1749	1708	2510	1708	2674	1287	992	1104	1287	992	10,1	1524
	2	2307	3512	3207	3799	3799	3207		1647	1520	2277	2277	1520	7,7	
	3	2395	2153	2262	2441	2441	2153		1341	1190	1403	1403	1190	4,4	
	4	2405	2273	2068	2140	2273	2068		1327	1261	974	1327	974	4,9	
	5	2362	2319	1370	1622	2319	1370		1351	1257	966	1351	966	6,9	
	6	2353	2703	1672	1882	2703	1672		1497	1171	964	1497	964	17,7	
L	1	2104	922	2384	1914	2384	922	2467	/	930	832	930	832	10,5	1176
	2	2176	2046	1070	2758	2758	1070		1099	1014	1469	1469	1014	7,8	
	3	2148	1063	2019	2730	2730	1063		776	967	1094	1094	776	11,6	
	4	2165	900	818	1957	1957	818		731	/	914	914	731	20	
	5	2171	1992	2506	941	2506	941		1416	1472	625	1472	625	3,8	

Pour la totalité des éprouvettes où la schistosité était identifiable à l'œil nu, les vitesses minimales, que ce soit pour les ondes P ou les ondes S, étaient obtenues perpendiculairement à la schistosité, confirmant ainsi les conclusions de l'étude bibliographique. Dans le cas d'un matériau isotrope transverse parfait, deux vitesses identiques ou très proches dans les directions parallèles aux plans de schistosité devraient être obtenues. Cela est rarement observé dans le cas des éprouvettes testées comme le montre les rapports $(V_{//1})/(V_{//2})$ sur la figure 3.11 et l'indice de biréfringence du tableau 3.4. Outre le fait que le matériau ne soit pas parfaitement isotrope, différentes explications peuvent être envisagées pour expliquer ce phénomène et sont identiques à celles avancées pour les vitesses mesurées avec les transducteurs basse fréquence et sont rappelées dans ce paragraphe. Tout d'abord l'épaisseur de matériau traversée qui n'est pas la même dans toutes les directions et peut donc amortir de manière plus ou moins importante la propagation d'ondes. La présence de défauts au sein de l'éprouvette testée (porosité, fracture, inclusions) peut perturber le passage de l'onde qui ne peut donc plus être considérée comme étant parfaitement isotrope transverse. Ces défauts ont une probabilité d'autant plus grande d'être présents que la densité de l'échantillon sera faible (présence de vides plus nombreux). Il est intéressant de noter que les deux sites présentant les densités les plus élevées (E et G) présentent également une dispersion plus faible sur les hautes vitesses. Le faciès J4 dont les échantillons sont également denses, présentent une faible variabilité d'une éprouvette à l'autre pourtant taillées dans des blocs différents même si la variation de vitesses au sein d'une éprouvette est importante selon la direction considérée. Enfin, des auteurs (Barros et al., 2014) ont également mesuré des vitesses différentes dans les deux directions parallèle à la schistosité sans toutefois avancer d'explications au phénomène.

3.2.2.3.1 Exploitation directe des résultats

L'anisotropie des vitesses, calculée comme étant le rapport de la vitesse maximale sur la vitesse minimale est présentée en figure 3.11(a) et (b), respectivement pour les ondes P et S. Une variabilité intersites et intrasites est à noter. Les vitesses V//1 et V//2 correspondent aux vitesses parallèlement au plan d'anisotropie.

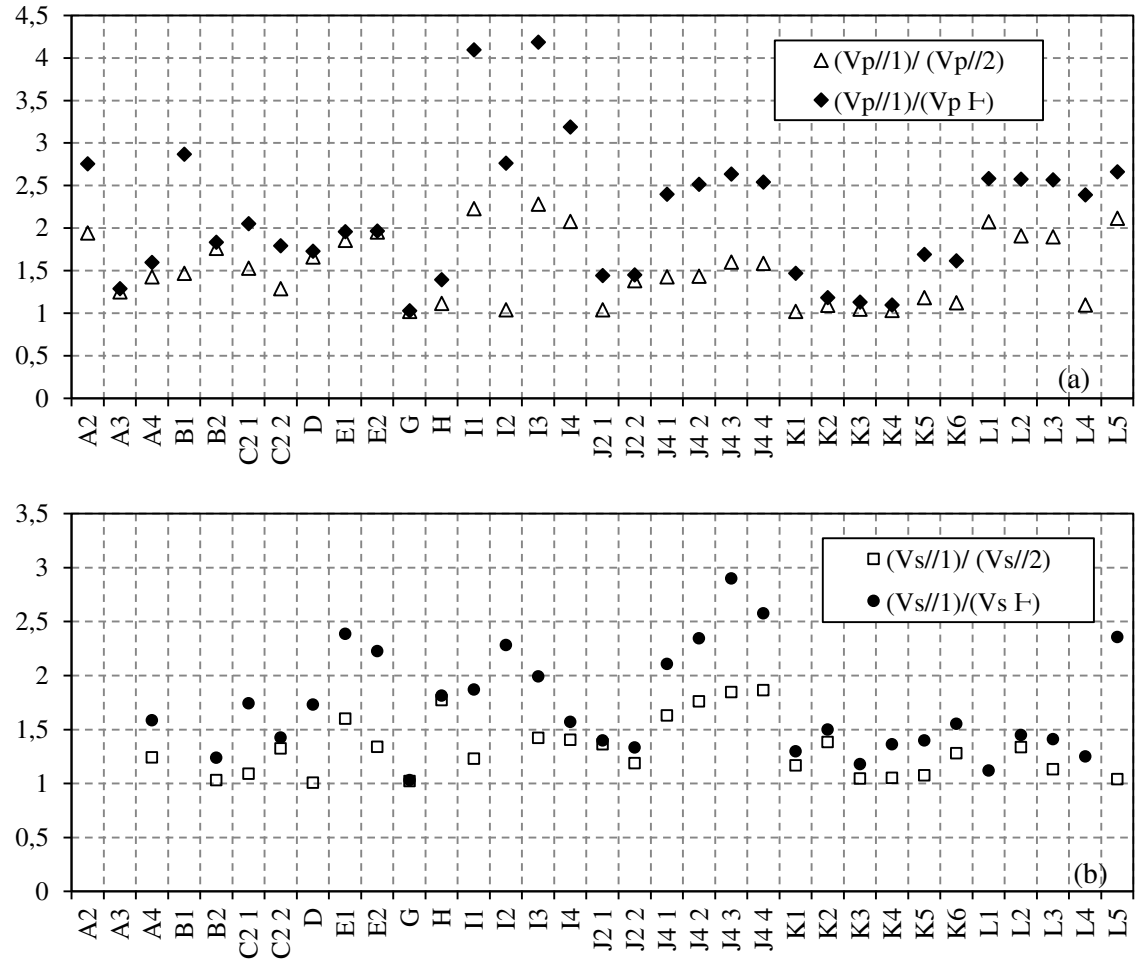


Figure 3.11 Anisotropie de vitesses pour chaque éprouvette testée. (a) Anisotropie des vitesses d'ondes P. (b) Anisotropie des vitesses d'ondes S.

La vitesse de propagation des ondes S et P augmentent avec la masse volumique (figure 3.12 a et b). Cette affirmation n'est pas complètement vérifiée dans le cas des vitesses d'ondes P dans la direction parallèle à la schistosité et pour des éprouvettes dont la masse volumique est comprise entre 2100 et 2400 kg/m^3 pour lesquels une dispersion importante peut être observée. Pour les vitesses d'ondes S parallèles à la schistosité, la dispersion s'accentue avec l'augmentation de la masse volumique. Le coefficient de détermination obtenu entre les vitesses d'ondes et la masse volumique est meilleur dans le cas des vitesses minimales, c'est-à-dire celles obtenues perpendiculairement à la schistosité.

L'évolution de l'anisotropie des vitesses d'ondes telle que définie à la figure 3.11 est tracée en fonction de la masse volumique pour les ondes P et S en figure 3.12 (c). Deux tendances peuvent être observées selon le type d'ondes considérées. Pour les ondes P, l'anisotropie est davantage marquée pour les densités faibles où elle varie entre 1.8 et 4.2 que pour les densités élevées où elle varie entre 1.03 et 2.5. A l'inverse, l'anisotropie des vitesses des ondes S augmente avec la densité et évolue dans des gammes plus réduites que les ondes P (de 1.1 à 2.3 pour les densités les plus faibles et de 2.1 à 2.9 pour les densités les plus fortes). Ces valeurs sont comparables à celles obtenues par Barros et *al.* (2014) sur des schistes prélevés au Portugal et pour lesquels les valeurs d'anisotropie de vitesses variaient entre 1.55 et 8.4.

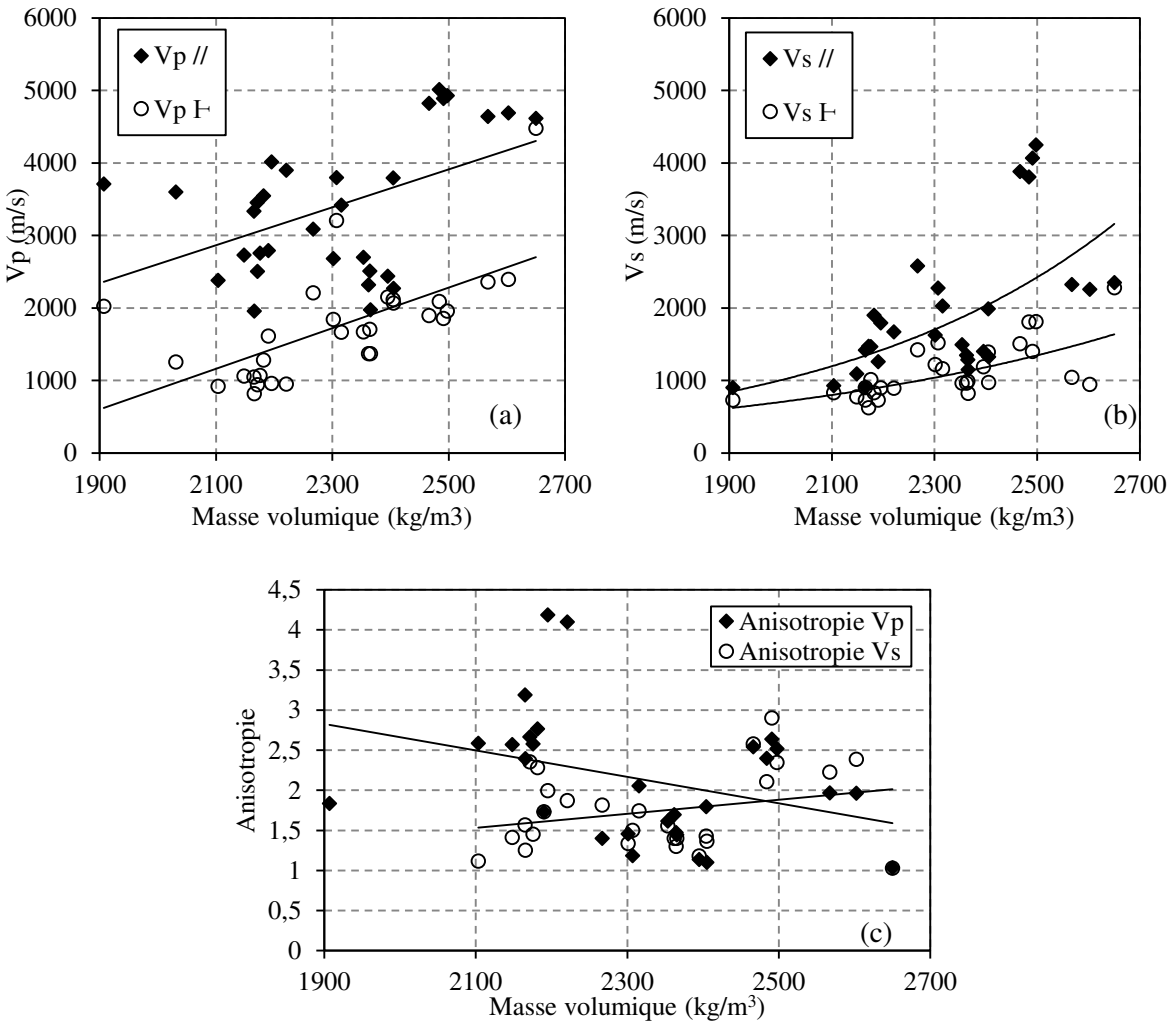


Figure 3.12. Evolution des vitesses d'ondes P (a), S (b) mesurées et de l'anisotropie des vitesses (c) en fonction de la masse volumique des échantillons.

Enfin, le rapport moyen par site Vs_{max}/Vp_{max} évolue entre 0.25 et 0.84 avec une moyenne à 0.56, ce qui est du même ordre de grandeur que les résultats obtenus sur des schistes par d'autres auteurs (Punturo et al., 2005) avec des rapports évoluant entre 0.52 et 0.62.

Comme cela a été réalisé pour les vitesses mesurées avec les capteurs BF au §3.2.2.3.1, l'évolution de la résistance à la compression uniaxiale par site est tracée en fonction de la vitesse de propagation des ondes dans le matériau, parallèlement à la schistosité (figure 3.13). Les relations obtenues ne sont pas très bonnes. Il est à noter que d'autres auteurs (Moradian et Behnia, 2009) ont proposé de relier R_c à la mesure de vitesse d'ondes multiplié par la masse volumique. Cette opération permet de renforcer les coefficients de déterminations obtenus mais n'est pas justifiée par les auteurs. Dans le cas des schistes du Briovérien, le coefficient de détermination obtenu pour les vitesses d'ondes P passerait de 0,5 à 0,7 pour une relation linéaire.

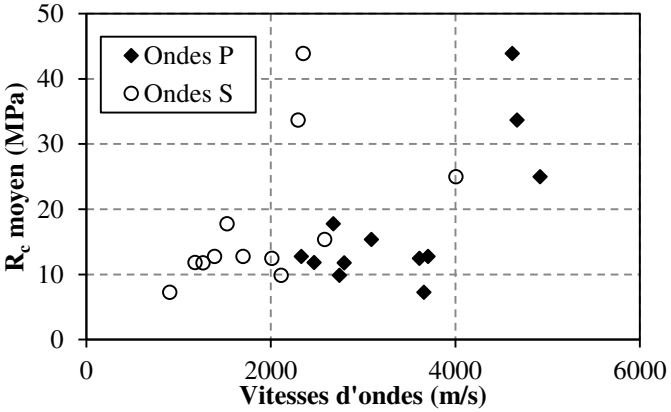


Figure 3.13 Relation entre R_c et les vitesses d'ondes S et P (déterminées avec les transducteurs haute fréquence) moyennées par site.

3.2.2.3.2 Calcul des modules d'Young dynamiques

Les modules d'Young dynamiques des échantillons ont été calculés à l'aide des formules isotropes transverses présentées dans les paragraphes précédents (équations 3.14 a et b). L'utilisation de la formule avec hypothèse isotrope (relation 3.1b) conduit à des résultats différents de l'hypothèse isotrope transverse et à certaines valeurs aberrantes (modules négatifs) et ne sont donc pas présentés dans ce manuscrit. Les coefficients de poisson déterminées dans les différentes directions ne sont pas présentés (plage de variation large de 0,1 à 0,6). Les calculs sont effectués avec les vitesses d'ondes mesurées à l'aide des transducteurs haute fréquence et comparés aux modules d'Young statiques déterminés à partir des essais de compression uniaxiale. L'ensemble des résultats est présenté dans le tableau 3.6.

Tableau 3.6 Valeurs des modules d'Young statiques (d'après essais de compression uniaxiale) parallèlement à la schistosité, des modules d'Young dynamiques calculés à partir des mesures de vitesses d'ondes P et S dans les différentes directions avec les formules isotrope et isotrope transverse.

Site	E_{1stat} (GPa)	E_{1dyn} (GPa)	E_{3dyn} (GPa)	E_{1dyn}/E_{3dyn}	E_{1dyn}/E_{1stat}
A	1,6	/	/	/	11,2
		/	/	/	
		18,1	6,1	3,0	
B	1,1	/	/	/	3,6
		3,8	2,5	1,6	
C2	1,1	21,6	4,6	4,7	17,6
		15,6	7,7	2,0	
D	1,4	7,6	1,8	4,3	5,3
E	4,2	15,6	1,9	8,3	4,3
		20,8	2,9	7,3	
G	4,5	38,4	35,6	1,1	8,5
H	1,4	11,0	5,7	1,9	7,7
I	0,8	20,2	2,0	10,2	23,1
		17,7	1,9	9,5	

		22,6	2,0	11,4	
		14,1	2,2	6,4	
J2	1,8	7,0	2,9	2,4	5,9
		14,9	6,5	2,3	
J4	2,7	58,9	10,2	5,8	16,4
		46,3	9,6	4,8	
		27,9	3,9	7,1	
		40,7	6,2	6,6	
K	1,7	10,0	4,4	2,3	7,0
		20,1	9,6	2,1	
		11,0	7,6	1,4	
		8,0	4,8	1,7	
		10,6	3,6	2,9	
		11,7	3,6	3,2	
L	1,1	6,2	1,8	3,5	8,1
		13,4	2,5	5,4	
		8,2	1,8	4,5	
		5,6	1,4	3,9	
		10,7	1,2	9,2	

Pour les deux formulations utilisées (isotrope et isotrope transverse), l'anisotropie observée pour les vitesses se retrouve en toute logique dans les modules d'Young calculés. Celle-ci est, en considérant l'ensemble des échantillons, importante avec une gamme de variation étendue allant de 1,1 à 11,4 et elle ne semble pas être corrélée à la masse volumique des échantillons (figure 3.14 b). Néanmoins, en reprenant la classification par teneur en argile du chapitre 2, une diminution de l'anisotropie avec l'augmentation de la masse volumique des échantillons, au sein d'un même groupe, peut être observée.

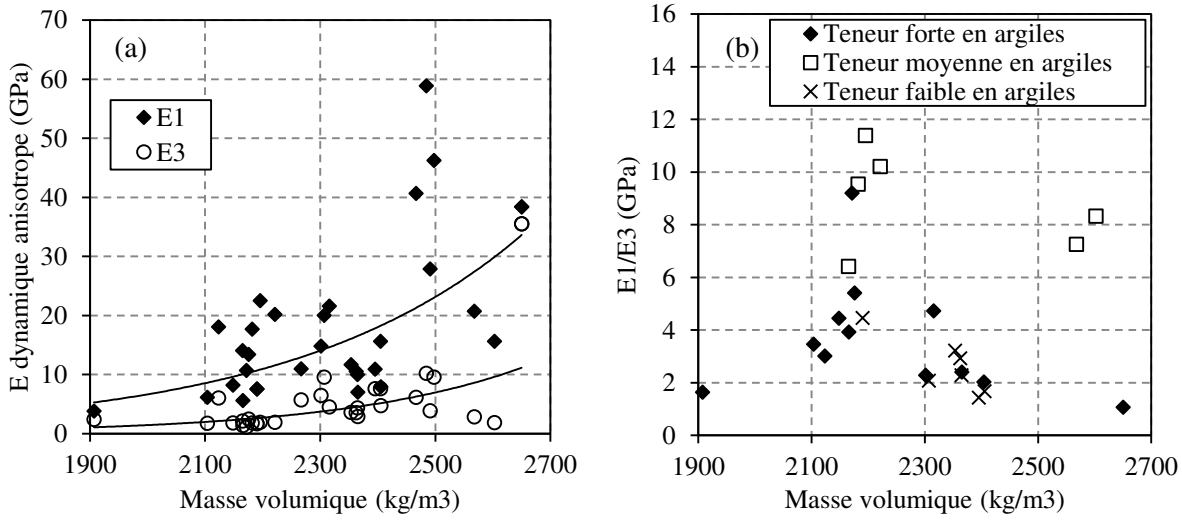


Figure 3.14 (a) Evolution des modules d'Young dynamiques anisotropes en fonction de la masse volumique des échantillons. (b) Evolution du rapport d'anisotropie E_1/E_3 dynamique en fonction de la masse volumique.

Le rapport E_{1dyn}/E_{1stat} présenté dans le tableau 3.5 est calculé en utilisant les moyennes des modules d'Young des échantillons pour chaque site. Les modules dynamiques obtenus dans la direction parallèle à la schistosité sont systématiquement supérieurs aux modules statiques (figure 3.15 (b)), ce qui est un résultat attendu pour des contraintes de confinement nulles (Lama et Vutukuri, 1978). Aucune relation franche n'est en revanche obtenue entre les deux modules (figure 3.15 (a)).

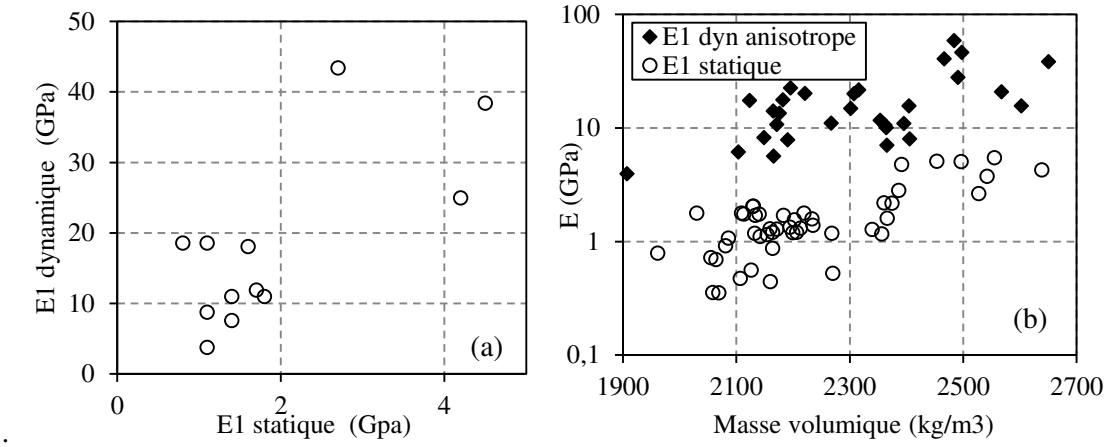


Figure 3.15 (a)Relation entre E statique et E dynamique isotrope (direction parallèle à la schistosité). (b) Comparaison des modules d'Young dynamiques anisotropes et statiques dans la direction parallèle à la schistosité (échelle logarithmique).

3.3 Conclusions

Les transducteurs basse fréquence ont permis de mesurer des vitesses de propagation pour les ondes P. Toutefois, ces transducteurs se sont révélés inadaptés pour la mesure des ondes S dont l'arrivée était indissociable des réflexions des ondes P. Les mesures ont néanmoins permis de mettre en évidence l'anisotropie du matériau qui se traduisait par une anisotropie des vitesses des ondes P comprises entre 1,02 et 4,20.

Des vitesses de propagation d'ondes P et S pour la quasi-totalité des éprouvettes ont pu être mesurées en ayant recours à des capteurs haute fréquence. Les coefficients de détermination obtenues entre les vitesses mesurées parallèlement à la schistosité et les résistances à la compression uniaxiale mesurées dans la même direction étaient moyennes mais néanmoins meilleures qu'avec les vitesses d'ondes P mesurées avec les transducteurs basse fréquence.

Grâce aux mesures des vitesses d'ondes P et S dans les directions parallèles et perpendiculaires à la schistosité les modules d'Young dynamiques dans ces directions ont pu être établis en faisant l'hypothèse d'une isotropie transverse des schistes.

Les coefficients de détermination obtenus entre le module d'Young dynamique et la masse volumique sont faibles. Néanmoins, des tendances globales sont notables : augmentation des modules longitudinaux (E_1) et transversaux (E_3) avec la masse volumique et diminution du rapport E_1/E_3 avec l'augmentation de la masse volumique au sein d'un même groupe d'échantillons (classés en fonction de la teneur en argile relative).

Pour l'ensemble des éprouvettes testées, le module dynamique parallèle à la schistosité s'est révélé supérieur au module statique dans la même direction déterminé avec les essais de compression uniaxiale.

La variabilité sur la mesure de vitesse d'ondes P induite par le type de capteur utilisé était inférieure à la variabilité inter-éprouvettes d'un même site.

Indépendamment des capteurs utilisés, l'augmentation de la teneur en eau des éprouvettes suite à une immersion prolongée engendrait un fort amortissement du signal dans la majorité des éprouvettes rendant quasi impossible l'établissement des temps de vol d'ondes (difficilement dissociable du bruit de fond).

4. Essais au Marteau de Schmidt

4.1 Notions importantes

4.1.1 Principe de l'essai et appareil

L'essai utilisant le marteau de Schmidt est un essai non destructif couramment utilisé pour l'évaluation de la résistance mécanique des roches (ISRM 2007) et des bétons. Il permet de mesurer la résistance au rebond d'une surface en se basant sur le principe que le rebond d'une masse projeté contre une surface est fonction de la dureté de cette surface : plus la surface impactée sera dure et plus le rebond de la masse sera important. Un schéma illustrant le principe du marteau de Schmidt est présenté en figure 4.1.

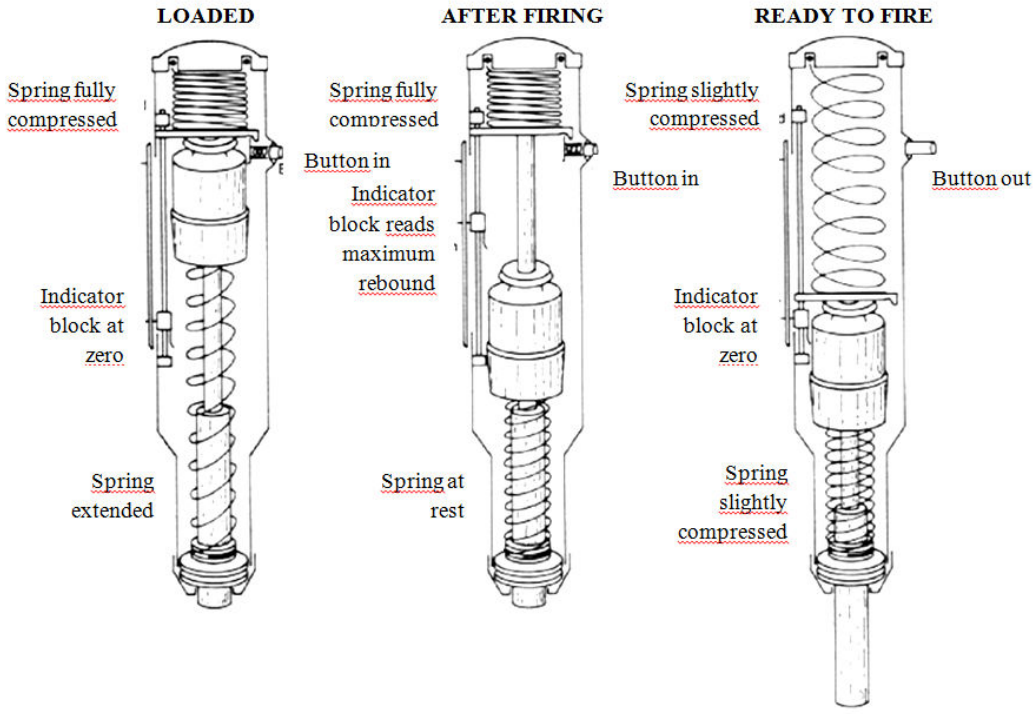


Figure 4.1 Principe de l'essai au marteau de Schmidt (modifié d'après McCaroll, 1994).

La masse est projetée par un système de ressort contre un percuteur qui vient lui-même impacter la surface auscultée. Une partie de l'énergie de l'impact est ensuite dissipée dans le matériau testé et la fraction restante entraine le rebond de la masse qui va actionner un curseur de lecture. Il existe deux types de marteau de Schmidt présentant des énergies d'impact différentes : Type N avec une énergie de 2.207 N.m et Type L avec une énergie de 0.735 N.m (ISRM 2007).

Cet essai présente de nombreux avantages parmi lesquels un faible coût, portabilité, facilité d'utilisation... Il peut ainsi être utilisé *in situ* sur des affleurements rocheux ou directement sur chantier afin d'estimer rapidement la résistance mécanique des terrains en place. Cet essai, s'il se révèle adapté aux schistes du Briovérien, permettra une première caractérisation sur chantier rapide.

Day et Goudie (1977) ont montré que les points d'impact choisis pour l'essai devaient se situer le plus loin possible des limites de l'éprouvette afin d'éviter une forte dissipation de l'énergie lors de l'impact. L'état de surface de l'éprouvette a également une influence sur les valeurs mesurées (Hucka, 1965). Les irrégularités et les aspérités de surface sont détruites lors de l'impact du percuteur, causant une dissipation d'énergie avant d'atteindre la surface principale du matériau.

Du fait de la sensibilité de l'essai à ces paramètres, un nombre important d'impacts doivent être réalisés pour fiabiliser la mesure. L'ISRM (2007) recommande un minimum de 20 mesures réalisées en des points de l'échantillon séparés par un minimum de un diamètre de percuteur. L'essai pouvant néanmoins être arrêté si 10 mesures successives ne présentent pas de différence maximale de plus de 4 rebonds entre la plus faible et la plus forte valeur mesurée. Il convient également de définir avec précision l'angle formé entre l'axe de l'impact et la surface impactée ainsi que la direction d'essai. Ces paramètres ayant une influence évidente sur le nombre de rebond qui sera maximal pour une orientation à 90° et un tir vers le haut et minimal pour la même orientation mais avec une direction vers le bas (Basu et Aydin, 2004).

Les recommandations de l'ISRM mettent en garde contre l'utilisation de cet essai avec des matériaux fortement anisotropes. En effet, la présence de plans d'anisotropie va fortement affecter la valeur de rebond dans la mesure où l'énergie de l'impact sera dissipée au niveau de ces plans. Les relations liant la valeur de rebond aux caractéristiques R_c et E ne sont donc valables que pour des directions de chargement identiques.

4.1.2 Exploitation de l'essai

De nombreuses relations liant ces caractéristiques à la valeur de rebond mesurée (avec un marteau de type L) ont été établies pour des roches présentant une large gamme de résistances. Ces relations ont été synthétisées par Aydin et Basu (2005) et sont présentées dans le tableau 4.1.

Les relations obtenues sont de trois types : linéaire, puissance ou exponentielle. La prise en compte de la masse volumique des éprouvettes dans les relations permet de renforcer le coefficient de détermination obtenu entre la loi proposée et les valeurs expérimentales mesurées.

Tableau 4.1 Relations liant la valeur de rebond (selon le type de de marteau utilisé) à la résistance à la compression uniaxiale et au module d'Young, d'après Aydin et Basu (2005). « R » correspond à la valeur de rebond et « r » correspond au coefficient de détermination.

Table 1
Relations of rebound value with uniaxial compressive strength and Young's modulus

References	Proposed correlations*	r	Validity range		
			Rock type	σ_{UCS}	R
Aufmuth (1973)	$\sigma_{UCS}=0.33*(R_L*\rho)^{1.35}$	0.80	25 different lithologies	12–362	10–54
	$E_t=4911.84*(R_L*\rho)^{1.06}$	0.75			
Kahraman (1996: in Yilmaz and Sendir, 2002)	$\sigma_{UCS}=0.00045*(R_N*\rho)^{2.46}$	0.96	10 different lithologies	–	–
Gokceoglu (1996: in Yilmaz and Sendir, 2002)	$\sigma_{UCS}=0.0001*R^{3.27}$	0.84	Marl	–	–
Yasar and Erdogan (2004)	$\sigma_{UCS}=0.000004*R_L^{4.29}$	0.89	Carbonates, sandstone, basalt	40–112	45–55
Dearman and Irfan (1978)	$\sigma_{UCS}=0.00016*R_L^{3.47}$	–	Granite	11–266	23–62
	$E_t=1.89*R_L-60.55$	0.93	(Grade I to IV)		
Xu et al. (1990)	$\sigma_{UCS}=2.98*e^{(0.06*R_L)}$	0.95	Mica-schist	9–56	17–53
	$E_t=1.77*e^{(0.07*R_L)}$	0.96			
	$\sigma_{UCS}=2.99*e^{(0.06*R_L)}$	0.91	Prasinite	8–145	21–64
	$E_t=2.71*e^{(0.04*R_L)}$	0.91			
	$\sigma_{UCS}=2.98*e^{(0.063*R_L)}$	0.94	Serpentinite	–	–
	$E_t=2.57*e^{(0.03*R_L)}$	0.88			
	$\sigma_{UCS}=3.78*e^{(0.05*R_L)}$	0.93	Gabro	–	–
	$E_t=1.75*e^{(0.05*R_L)}$	0.95			
	$\sigma_{UCS}=1.26*e^{(0.52*R_L*\rho)}$	0.92	Mudstone	–	–
	$E_t=0.07*e^{(0.31*R_L*\rho)}$	0.89			
Deere and Miller (1966)	$\sigma_{UCS}=9.97*e^{(0.02*R_L*\rho)}$	0.94	28 different lithologies	22–358	23–59
	$E_t=0.19*R_L*\rho^2-7.87$	0.88			
Beverly et al. (1979: in Xu et al., 1990)	$\sigma_{UCS}=12.74*e^{(0.02*R_L*\rho)}$		20 different lithologies	38–218	–
	$E_t=0.19*R_L*\rho^2-12.71$				
Cargill and Shakoor (1990)	$\sigma^{UCS}=3.32*e^{(0.04*R_L*\rho)}$	0.93	Sandstones		
	$\sigma_{UCS}=18.17*e^{(0.02*R_L*\rho)}$	0.98	Carbonates	35–271	27–49
Kahraman (2001)	$\sigma_{UCS}=6.97*e^{(0.01*R_N*\rho)}$	0.78	Carbonates	4–153	15–70
This study	$\sigma_{UCS}=1.45*e^{(0.07*R_L)}$	0.92	Granite	6–196	20–65
	$E_t=1.04*e^{(0.06*R_L)}$	0.91	(Grade I to IV)		23–76
	$\sigma_{UCS}=0.92*e^{(0.07*R_N)}$	0.94			
	$E_t=0.72*e^{(0.05*R_N)}$	0.92			
Yilmaz and Sendir (2002)	$\sigma_{UCS}=2.27*e^{(0.06*R_L)}$	0.91			
	$E_t=3.15*e^{(0.05*RL)}$	0.95	Gypsum	15–30	30–44
Katz et al. (2000)	$\sigma_{UCS}=2.21*e^{(0.07*R_N)}$	0.96	Limestone, sandstone	11–259	24–73
	$E_t=0.00013*R_N^{3.09}$	0.99	Syenite, granite		
Kidybinski (1980)	$\sigma_{UCS}=0.52*e^{(0.05*R+\rho)}$		Coal, shale, mudstone, siltstone, sandstone	–	–
Shorey et al. (1984)	$\sigma_{UCS}=0.40*R_N-3.60$	0.94	Coal	3–13	15–40
Haramy and DeMarco (1985)	$\sigma_{UCS}=0.99*R_L-0.38$	0.70	Coal	7–46	12–44
Ghose and Chakraborti (1986)	$\sigma_{UCS}=0.88*R_L-12.11$	0.87	Coal	13–41	28–53
Singh et al. (1983)	$\sigma_{UCS}=2.00*R_L$	0.86	Sandstone, siltstone, mudstone, seatearth	12–73	10–35
O' Rourke (1989)	$\sigma_{UCS}=4.85*R_L-76.18$	0.77	Sandstone, siltstone, limestone, anhydride	14–215	19–52
Sachpazis (1990)	$\sigma_{UCS}=4.29*R_L-67.52$	0.96	33 different carbonates	22–311	16–60
	$E_t=1.94*R_L-33.93$	0.88			
Tugrul and Zarif (1999)	$\sigma_{UCS}=8.36*R_L-416.00$	0.87	Granite	109–193	64–72

4.2 Méthodes et matériel

4.2.1 Échantillons et préparation

Des essais au marteau de Schmidt ont été réalisés sur les éprouvettes ayant permis de mesurer les vitesses de propagation d'ondes. Ces éprouvettes présentaient l'intérêt d'être de dimensions

relativement importantes (par rapport à celles utilisées pour les essais de compression) ce qui permet de multiplier les points d'impact sur une même surface. Ces éprouvettes n'ont pas subi de traitement particulier par rapport aux essais de propagation d'ondes ultrasonores mis à part un brossage à sec des surfaces visant à éliminer tout résidu de couplant.
Des échantillons à l'état « naturel » c'est-à-dire sans préparation préalable (taillage en éprouvette) ont été également testés pour certains prélèvements afin d'évaluer la sensibilité de l'essai à la forme et l'état de surface de l'échantillon.

Les éprouvettes ayant été stockées à l'air libre pendant une durée importante avant de réaliser les essais, leur teneur en eau a été mesurée systématiquement après l'essai.

4.2.2 Programme expérimental

Le modèle de marteau de Schmidt qui a été utilisé pour les essais est de type N (forte énergie d'impact) davantage adapté aux essais sur béton et roches à forte résistance mécanique qu'à des matériaux plus fragiles comme les schistes briovériens. Les conséquences de ce choix (imposé par la non disponibilité d'un modèle de type L) est, pour les échantillons les plus fragiles, leur destruction. Cette rupture, fragile, intervient exclusivement lorsque l'impact est réalisé dans la direction parallèle à la schistosité et conduit à l'ouverture des échantillons selon les plans de schistosité. Aucune rupture n'a en revanche été observée dans la direction perpendiculaire.

Pour l'ensemble des éprouvettes testées les essais ont été dans un premier temps menés avec un chargement perpendiculaire à la schistosité afin de ne pas endommager l'échantillon et pouvoir réaliser les essais dans la direction parallèle ultérieurement. L'essai consistait à réaliser 16 tirs avec le marteau de Schmidt dans chaque direction (parallèle et perpendiculaire à la schistosité). La taille des éprouvettes n'étant pas suffisante pour réaliser des tirs espacés d'au moins un diamètre de percuteur, ils furent répartis à la surface de l'éprouvette de sorte à ne pas se superposer. Chaque tir était dirigé vers le bas et réalisé perpendiculairement à la surface. Cette orientation, bien qu'étant la plus simple à réaliser en laboratoire (maintien aisé des éprouvettes et risque de glissement du percuteur réduit), modifie les valeurs mesurées par rapport à la référence que constitue une mesure à l'horizontale. Les valeurs ont systématiquement été traitées comme conseillé par Basu et Aydin (2004) afin de prendre en compte l'effet de l'orientation de la sollicitation et le type de marteau utilisé sur les résultats des essais. La courbe de normalisation permettant de convertir la valeur de rebond à 90° (dirigé vers le bas) en nombre équivalent à l'horizontal est présentée en figure 4.2.

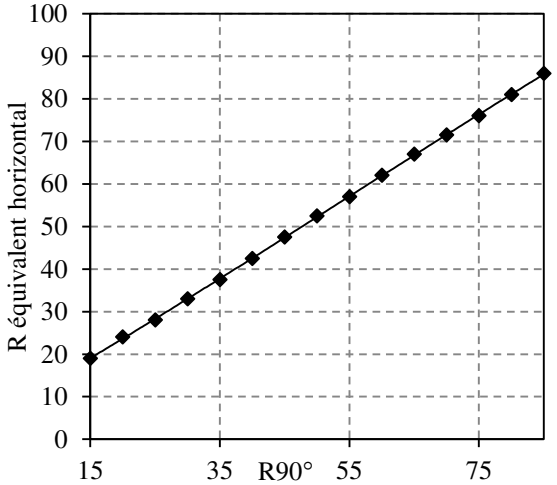


Figure 4.2 Courbe de normalisation des valeurs de rebond pour un marteau de Schmidt de type N orienté à 90° par rapport à l'horizontal et dirigé vers le bas (d'après Basu et Aydin, 2004).

Le marteau de Schmidt utilisé disposait également d'une table de conversion intégrée pour passer du nombre de rebond (selon la direction du tir) à une résistance à la compression équivalente pour une éprouvette cubique en béton. Cette table a été utilisée afin de comparer les valeurs obtenues avec celles de la résistance à la compression obtenues lors des essais de compression uniaxiale.

4.2.3 Résultats

Dans un premier temps, des essais ont été réalisés sur un petit nombre de prélèvements sur des échantillons bruts, c'est-à-dire non taillés. De ce fait, les essais ont été réalisés systématiquement perpendiculairement à la schistosité (pas de surface suffisamment plane pour faire les essais dans la direction parallèle). L'objectif est d'évaluer la différence existant entre les mesures sur éprouvettes préparées et sur des morceaux bruts de matériau (un faible nombre a été testé car nous ne disposions pas pour tous les sites de blocs de taille suffisante en termes d'épaisseur mais aussi présentant une forme permettant le maintien de l'échantillon pendant l'essai). Les échantillons bruts testés présentent également une taille plus importante que les éprouvettes taillées. Les résultats obtenus pour différents sites de prélèvement sur des échantillons naturels et des éprouvettes sont présentés en figure 4.3. Les sites sont classés en fonction de leur masse volumique.

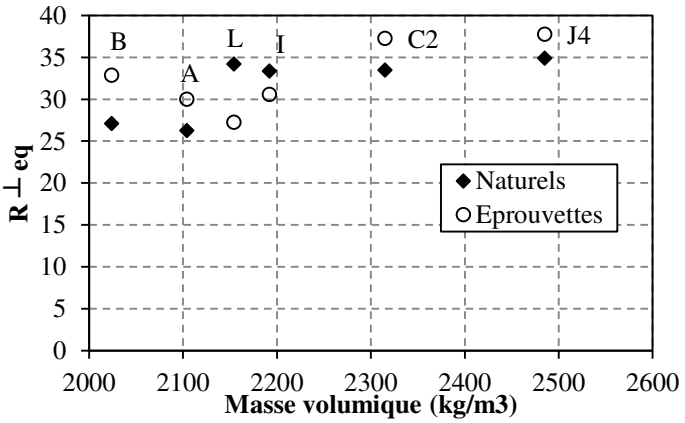


Figure 4.3 Evolution du nombre de rebond équivalent mesuré perpendiculairement à la schistosité sur des éprouvettes et sur des échantillons naturels.

Seuls les deux échantillons ayant des masses volumiques intermédiaires présentent un nombre de rebonds équivalent plus important pour les échantillons naturels que pour les éprouvettes. Pour les quatre autres prélèvements, les éprouvettes conduisent à des valeurs de rebonds supérieures aux échantillons naturels ce qui constitue un comportement attendu. En effet, les échantillons naturels peuvent présenter des états de surface non lisses (présence d'aspérités et d'une couche superficielle plus moins altérée) mais aussi, du fait de leur taille, une plus grande probabilité de contenir des défauts internes (fractures, porosité). Ces défauts, permettent une dissipation de l'énergie d'impact du marteau et engendre donc une valeur de rebond plus faible que celle obtenue sur des éprouvettes préparées.

L'influence de l'état de surface des éprouvettes testées ne semble pas avoir d'effet notable sur la valeur déterminée, à l'exception du site L. L'étendue moyenne observée entre les valeurs maximales et minimales de rebond sur chaque échantillon naturel testé est de 6,2 rebonds.

Pour chaque série de 16 tirs, la moyenne des valeurs de rebond mesurées a été calculée en ne prenant pas en compte la valeur maximale et minimale de la série (valeurs extrêmes) ce qui est une pratique admissible pour ce type d'essai (Goktan & Gunes, 2005). L'étendue moyenne est de 7,5 rebonds dans la direction perpendiculaire à la schistosité et 9,8 rebonds dans la direction parallèle. L'étendue est donc plus importante dans cette deuxième direction qui est aussi celle qui conduit à des valeurs de rebonds plus faibles. Dans certains cas, l'essai dans cette direction a conduit à la destruction de l'éprouvette et aucune valeur de rebond dans cette direction n'a donc été conservée. Le tableau 4.2 rassemble les valeurs des paramètres mesurés lors des essais.

Tableau 4.2 Tableau récapitulatif des paramètres mesurés : masse volumique, teneur en eau, valeurs moyennes de rebonds mesurés en équivalent horizontal et R_c *// déterminés à partir de la table de conversion du scléromètre ou des relations de Katz et al. (2000) ou Shorey et al.(1984).*

Echantillon	Masse volumique (kg/m3)	w (%)	R ⊥ eq	R// eq	R_c // Table scléromètre	R_c // Katz et al. (2000)	R_c // Shorey et al. (1984)
A1	2144	1,2	34,2	23,2	13,5	11,2	5,7
A2	2169	0,2	31,7	26,5	18	14,1	7,0
A3	1997	1,6	24,1	/	/	/	/
B1	2031	1,1	34,5	/	/	/	/
B2	2017	1,1	31,3	/	/	/	/
C2 1	2315	1,2	36,8	29,6	22,5	17,5	8,2
C2 3	2226	1,2	37,7	32,4	27	21,4	9,4
E1	2602	0,4	45,9	35,0	31	25,6	10,4
E2	2567	0,4	46,5	39,5	39	35,2	12,2
H	2267	1,3	29,2	/	/	/	/
I1	2221	1,2	33,1	28,9	21,5	16,7	8
I2	2182	0,2	30,7	30,1	23,8	18,2	8,5
I3	2198	1,3	31,6	21,4	12	9.9	5,0
I4	2166	1,0	27,0	/	/	/	/
J2 1	2303	2,1	27,7	/	/	/	/
J2 2	2367	1,9	29,6	/	/	/	/
J4 2	2496	0,2	38,5	34,9	31	25,4	10,4
J4 3	2486	1,1	37,0	36,6	32,5	28,7	11
K1	2364	0,3	34,2	29,6	22,5	17,5	8,2
K5	2395	0,0	31,7	29,0	21,5	16,8	8,0
K6	2355	0,3	35,5	28,8	21,5	16,6	7,9
L1	2103	0,8	25,6	/	/	/	/
L2	2176	0,1	27,9	24,9	15,5	12,6	6,4
L4	2167	1,0	28,3	/	/	/	/

Dans un premier temps, les valeurs de rebond moyennes mesurées parallèlement à la schistosité ont été considérées afin d'évaluer la résistance à la compression et comparer celle-ci à celle issue des essais de compression uniaxiale.

Pour convertir le rebond mesuré en contrainte, plusieurs relations ont été utilisées :

- relation directement disponible sur le marteau utilisé, (type N).
- relation proposée par Katz et al. (2000) à partir de résultats d'essais réalisés sur des calcaires et des grès : $$R_c = 2.21 \times e^{(0.07 \times R_N)} \quad (4.1)$$
- relation proposée par Shorey et al. (1984) à partir des résultats d'essais réalisés sur du charbon :

$$R_c = 0.4 \times R_N - 3.6 \quad (4.2)$$

La comparaison des différentes relations utilisées en fonction de la résistance mesurée en compression uniaxiale (figure 4.4) montre que la relation proposée par Katz et al. (2000) permet un bon coefficient de détermination entre les valeurs issues des essais au marteau de Schmidt et celles issues des essais de compression. Ainsi, les essais au marteau de Schmidt sont interprétés à partir de cette relation. Les valeurs de résistance obtenues sont données dans le tableau 4.2.

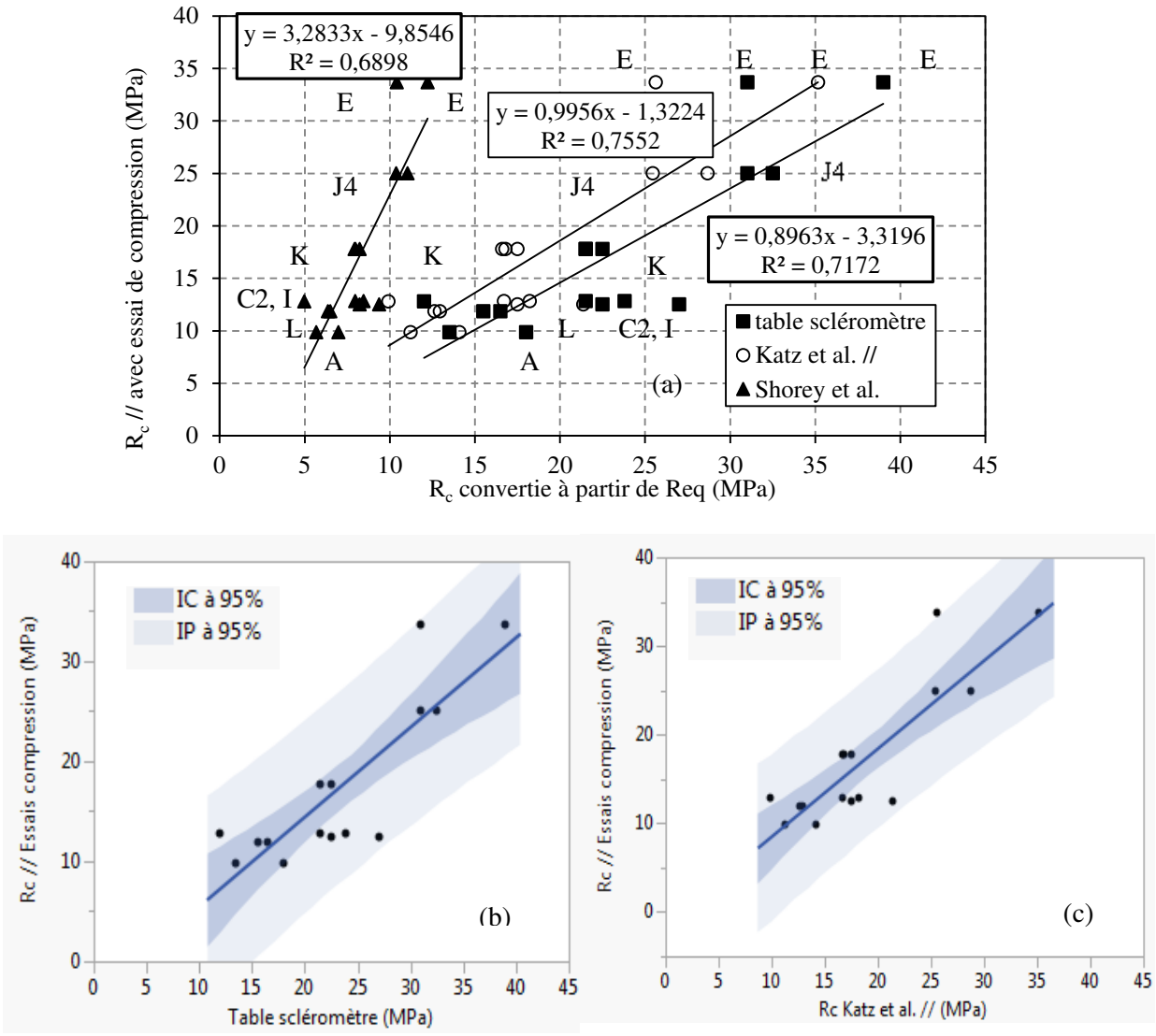


Figure 4.4(a) Exploitation directe des essais. Relation entre R_c convertie à partir de différentes relations existantes et R_c moyen par site obtenu avec les essais de compression uniaxiale. (b) Rc établie à partir de la table du sclérométre avec les intervalles de confiance et de prédiction à 95%. (c) Rc établie à partir de la relation de Katz et al. (2000) avec les intervalles de confiance et de prédiction à 95%.

L'évolution des valeurs de la résistance à la compression déduite des mesures réalisées dans une direction perpendiculaire à la schistosité en fonction de la résistance déduite des mesures réalisées parallèlement est présentée figure 4.5. Les résistances obtenues sont plus faibles (globalement) dans la direction parallèle à la schistosité que dans la direction perpendiculaire, traduisant une meilleure résistance du matériau dans la direction perpendiculaire.

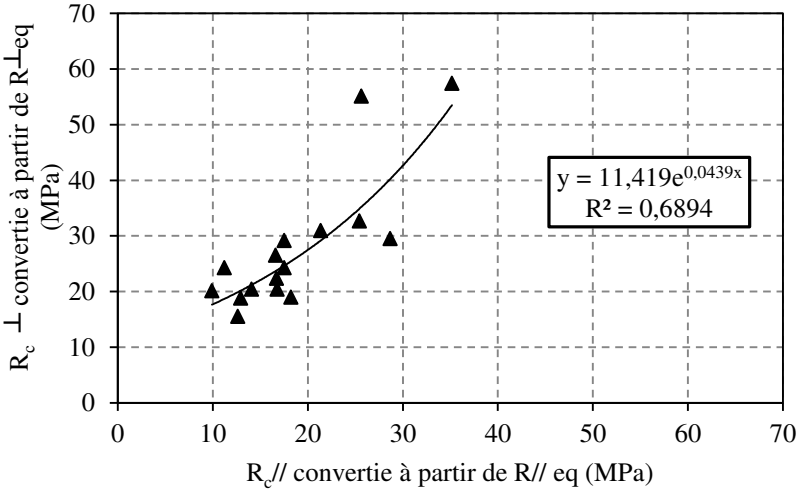


Figure 4.5 Evolution de R_c ⊥ *en fonction de* R_c *// calculés avec la relation de Katz et al.(2000).*

L'évolution des valeurs de rebond équivalentes, dans les directions perpendiculaire et parallèle à la schistosité, en fonction de la masse volumique et de la teneur en eau est tracée en figure 4.6.

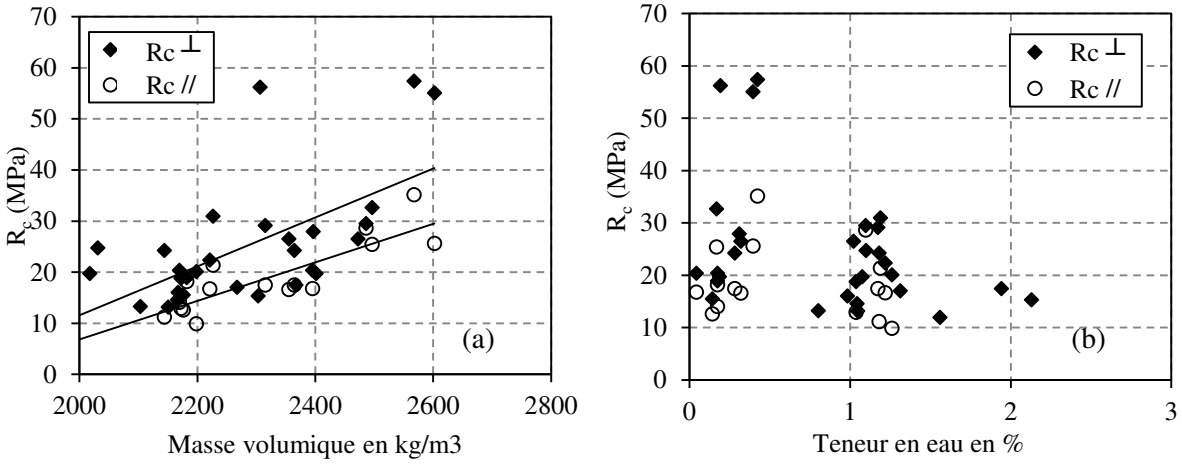


Figure 4.6 (a) R_c *calculé avec la relation de Katz en fonction de la masse volumique des échantillons. (b)* R_c *calculé avec la relation de Katz en fonction de la teneur en eau des échantillons testés.*

Comme cela est observable sur la figure 4.6, la résistance à la compression calculée augmente avec la masse volumique (a) et ne semble pas être fortement affectée par la teneur en eau et ceci indépendamment de l'orientation de la schistosité par rapport à la direction d'impact du marteau. L'évolution avec la teneur en eau est toutefois à considérer avec précaution. En effet, l'ensemble des éprouvettes testées présentent des teneurs en eau très faibles (comparées à celles des éprouvettes immergées pour les essais de compression uniaxiale).

Les paramètres mécaniques (R_c et E), pour chaque site, issues des essais de compression de la partie II, sont repris et leur évolution est tracée en fonction du nombre de rebond équivalent (figure 4.7).

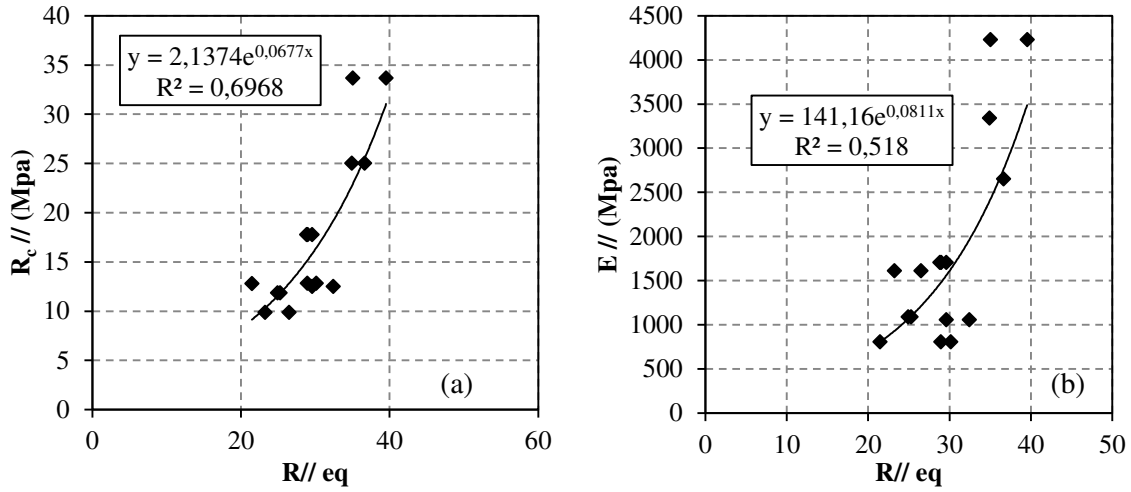


Figure 4.7 (a) Evolution de la résistance à la compression uniaxiale (issue des essais de compression donc parallèle à la schistosité) en fonction du nombre de rebond équivalent. (b) Evolution du module d'Young parallèle à la schistosité (issu des essais de compression) en fonction du nombre de rebond équivalent.

Les relations donnant le coefficient de détermination le plus élevé sont de la forme exponentielle et sont donc comparables aux relations obtenues par d'autres auteurs pour différents types de roches (notamment Xu et al., 1990 ; voir tableau 4.1).

Aucune valeur d'essai de compression dans le sens perpendiculaire à la schistosité n'étant disponible, son évolution en fonction du nombre de rebonds équivalent ne peut être tracée. L'utilisation de la même loi que pour la direction parallèle à la schistosité n'est pas pertinente car le comportement au rebond est fortement dépendant de l'orientation de la schistosité par rapport à la direction d'impact. En effet une fissuration des échantillons a été observée exclusivement lors des essais dans la direction parallèle à la schistosité. Ce phénomène s'explique par le fait que, pour cette orientation, l'énergie de l'impact passe directement dans les plans de faiblesses que constituent les plans de schistosité et est supérieure à la cohésion interminéraux dans cette direction.

Afin d'évaluer la pertinence de l'essai au marteau de Schmidt pour évaluer le degré d'anisotropie du matériau en termes de résistance mécanique, l'évolution des vitesses de propagations d'ondes P et S des différents échantillons testés avec le marteau de Schmidt, en fonction du nombre de rebond équivalent et ceci dans les directions parallèles et perpendiculaires à la schistosité est représentée en figure 4.8.

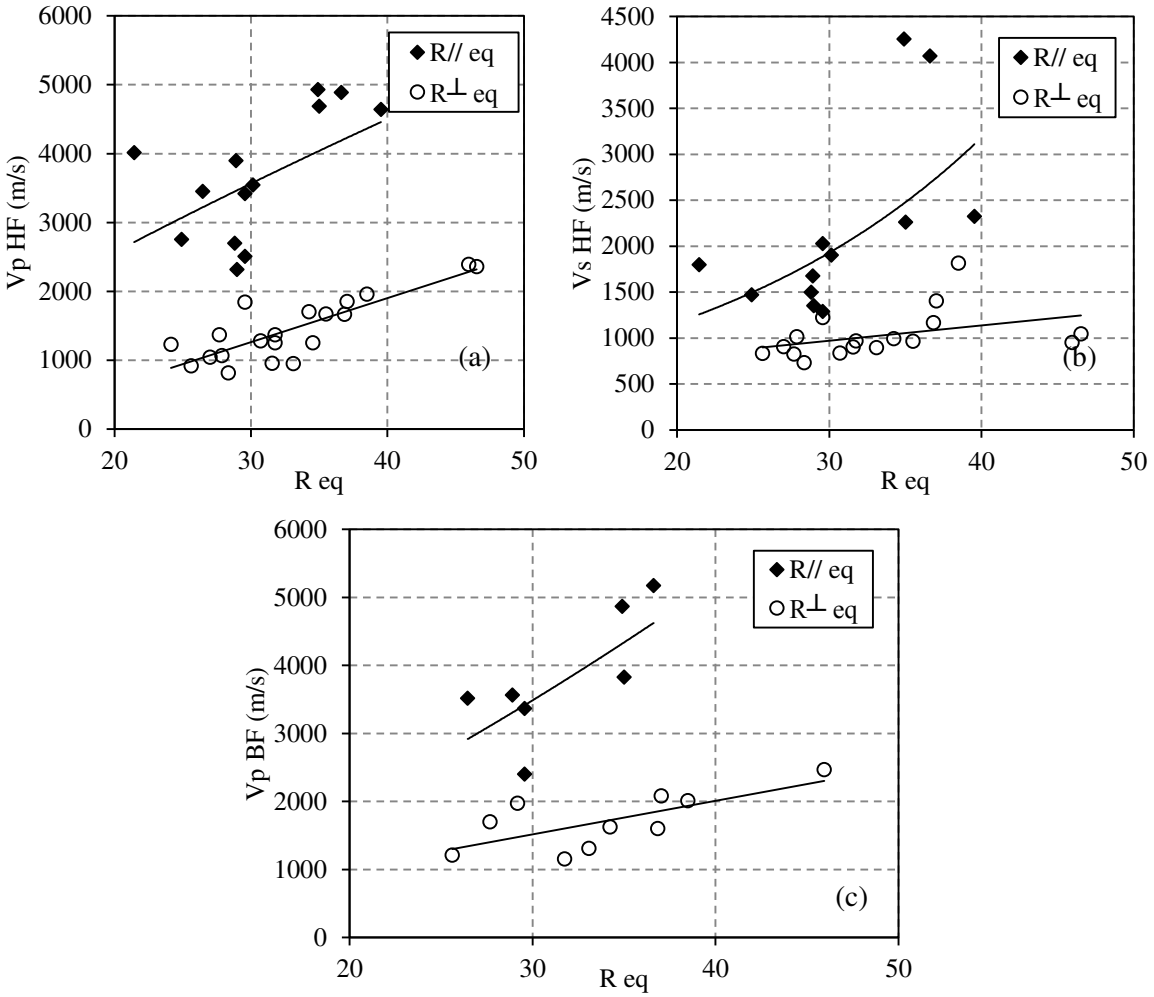


Figure 4.8 Evolution de la vitesse de propagation des ondes P (a) : transducteurs haute fréquence et (c) : transducteurs basse fréquence, des ondes S (b) : transducteurs haute fréquence, avec le nombre de rebond équivalent à l'horizontal dans les directions parallèle et perpendiculaire à la schistosité.

La vitesse de propagation, parallèlement à la schistosité, que ce soit pour les ondes P ou S, présente une relation avec le nombre de rebonds moins nette que dans la direction perpendiculaire. Cette dispersion dans la direction parallèle peut en partie s'expliquer par la plus grande fragilité du matériau dans cette direction, une partie de l'énergie d'impact étant dissipée par fissuration. De plus, les essais dans la direction parallèle étant réalisés après les essais dans la direction perpendiculaire, il est possible que ces premiers fragilisent également le matériau. L'utilisation d'un marteau de plus faible puissance aurait permis de limiter très certainement ce phénomène.

La vitesse des ondes P sont mieux corrélées au nombre de rebond équivalent que les ondes S et ceci indépendamment de la direction. De plus, la vitesse des ondes S en fonction du nombre de rebonds dans la direction perpendiculaire à la schistosité varie peu (à l'exception des deux éprouvettes issues du prélèvement J4 qui se détachent nettement) par rapport aux ondes P.

Comme ce qui a pu être observé avec les transducteurs HF, un meilleur coefficient de détermination est obtenu, avec les transducteurs BF, entre la valeur de rebond perpendiculaire et la vitesse d'ondes P dans la direction parallèle.

4.3 Conclusions

L'essai au marteau de Schmidt est un essai simple, rapide à mettre en place et non destructif à condition d'utiliser un modèle dont l'énergie d'impact est adaptée au matériau testé. Dans le cas des schistes briovériens testés, cet essai a conduit à des valeurs de rebonds correctement corrélées aux valeurs de résistance à la compression uniaxiale mesurées lors des essais de compression ($R^2 \approx 0.7$ dans la direction parallèle à la schistosité).

Si la pertinence de l'essai au marteau de Schmidt pour l'évaluation de la résistance à la compression uniaxiale perpendiculairement à la schistosité n'a pu être directement mesurée, l'essai a donné des résultats dans cette direction qui se sont révélés être assez bien corrélés ($R^2 \approx 0.7$) aux valeurs de vitesse de propagation d'ondes P (avec les transducteurs haute fréquence).

L'essai au marteau de Schmidt semble donc être pertinent pour évaluer l'anisotropie des schistes du Briovérien en termes de résistances mécaniques puisque les mesures effectuées dans les directions parallèles et perpendiculaires à la schistosité conduisent à des valeurs de rebonds différentes. Toutefois, il est important de noter que la dispersion des mesures sur un échantillon naturel ou sur une éprouvette issus d'un même site est importante (de 8.5 à 11.6). Les mesures, pour être pertinentes et représentatives du matériau étudié doivent être répétées un nombre important de fois sur un même échantillon mais également sur un même site.

5. Conclusions

Dans ce chapitre la caractérisation mécanique des schistes du Briovérien, prélevés sur les différents chantiers réalisés sur Rennes a été menée. Les essais se sont concentrés sur la caractérisation de la matrice rocheuse via des essais de compression uniaxiale, des mesures de vitesse de propagation d'ondes ultrasonores et des essais au marteau de Schmidt

Les essais de compression uniaxiale ont permis une caractérisation mécanique de la roche parallèlement à la schistosité (résistance à la compression uniaxiale et module d'Young). La réalisation d'essais dans d'autres directions a été compromise par la fragilité du matériau qui cassait lors de la préparation des éprouvettes. Ces essais ont également permis de mettre en évidence l'influence de la teneur en eau des échantillons sur les résistances développées. Celles-ci sont fortement diminuées après une immersion des éprouvettes dans l'eau pendant une semaine (diminution de 36% à 80% par rapport aux résistances développées par les éprouvettes sèches).
Les caractéristiques mesurées se sont révélées être bien corrélées ($R^2 > 0.7$) à des grandeurs physiques facilement mesurables comme la masse volumique ou la teneur en eau. De plus, les relations établies étaient de la même forme que celles trouvées dans la littérature.

Pour compléter cette première caractérisation des essais de mesures de vitesses de propagation d'ondes ont été menés dans le but de caractériser physiquement l'anisotropie des schistes testés. Différents types de transducteurs ont été essayés (basse fréquence non amortis et haute fréquence amortis) et leur pertinence ainsi que leur efficacité, pour caractériser un matériau aussi variable que les schistes briovériens, a été évaluée. Les transducteurs à haute fréquence de fonctionnement se sont révélés être

les plus adaptés à notre matériau car ils permettaient d'exploiter à la fois les vitesses d'ondes P et les vitesses d'ondes S. Ces dernières se sont révélées être inexploitables avec les transducteurs basse fréquence car elles étaient confondues avec les réflexions parasites d'ondes P (due au non amortissement des transducteurs). A l'inverse, les vitesses d'ondes P mesurées perpendiculairement à la schistosité se sont révélées être mieux corrélées que les vitesses mesurées parallèlement, aux résistances à la compression uniaxiale (pourtant mesurée parallèlement à la schistosité). L'anisotropie du matériau pouvait également être quantifiée avec ces transducteurs basse fréquence via l'anisotropie des vitesses des ondes P (comprise entre 1 et 4) et s'est révélée être plus importante que les valeurs trouvées dans la littérature pour des roches métamorphiques et sédimentaires.
Les transducteurs haute fréquence ont permis quant à eux de calculer des modules d'Young dynamiques dans les directions parallèle et perpendiculaire à la schistosité grâce à l'utilisation des vitesses d'ondes P et S. Les calculs ont été menés selon deux hypothèses, l'une supposant le matériau isotrope et l'autre isotrope transverse. La première hypothèse conduit à des modules plus élevés que la seconde (pour les modules parallèles à la schistosité). Des rapports entre $E_{dynamique}$ sur $E_{statique}$ variables ont été obtenus d'un site à l'autre.
Enfin, l'immersion des échantillons, afin d'augmenter leur teneur en eau, a eu un impact notable puisque cela a rendu impossible toute mesure (signal fortement amorti par le matériau) pour une grande majorité de prélèvements.

L'essai au marteau de Schmidt s'est révélé être pertinent pour la caractérisation des schistes du Briovérien. Les essais ont été menés à la fois sur les échantillons testés par mesure de vitesses d'ondes et sur quelques échantillons à l'état naturel.
Dans la direction parallèle à la schistosité, les valeurs de rebonds obtenues sur les éprouvettes se sont révélées être bien corrélées aux valeurs de résistance à la compression uniaxiale. Dans la direction perpendiculaire, les valeurs de rebonds ont été reliées aux valeurs de vitesses d'ondes P (transducteurs haute fréquence) avec un coefficient de détermination significatif.
Les valeurs de rebonds sur les échantillons naturels étaient, pour 4 des 6 échantillons testés, plus faibles que celles obtenues sur les éprouvettes mais néanmoins proches. L'utilisation du marteau de Schmidt pour une caractérisation mécanique *in situ* rapide et simple des schistes du Briovérien semble donc pertinente. Les différences observées entre éprouvettes et échantillons naturels a été attribuée à des états de surface fortement accidentés des échantillons naturels (aspérités, bosses) et à la probabilité plus importante de présence de défauts internes (pores, fractures) que sur les éprouvettes de plus petites dimensions.

Chapitre 5 Caractérisation des discontinuités

1. Introduction

Afin de caractériser mécaniquement les plans de faiblesses privilégiées que constituent les discontinuités présentes dans les schistes du Briovérien, des essais de cisaillement direct sur des discontinuités (orientées selon les plans de schistosité), ouvertes ont été réalisés. L'influence de la présence d'eau lors du cisaillement a également été mise en évidence. Les essais ont été réalisés exclusivement avec une boîte de Casagrande. Cet outil s'est révélé être bien adapté pour la caractérisation des schistes du Briovérien dans la mesure où les essais ont été réalisés à faible niveau de contraintes.

2. Notions sur l'essai de cisaillement direct

La caractérisation des discontinuités (fractures, fissures, joints…) d'un massif rocheux est une étape incontournable pour pouvoir appréhender son comportement. En effet, les discontinuités ont en commun, en général, une résistance à la traction négligeable voire nulle ainsi qu'une résistance au cisaillement beaucoup plus faible que la matrice rocheuse (CFMR, 2000). Ce sont ces discontinuités qui permettent la circulation de l'eau dans le massif, celle-ci ayant un rôle important dans le comportement mécanique global du massif.

Le comportement mécanique d'une discontinuité peut-être caractérisé par des essais de cisaillement direct, réalisés en laboratoire. Cet essai présente l'intérêt d'être bien documenté dans la littérature et permettre ainsi des comparaisons avec des valeurs établies pour différents matériaux. De plus, et bien que sa représentativité à l'échelle du massif puisse être discutée, il permet l'établissement de caractéristiques mécaniques propres au matériau testé. Un schéma de principe du dispositif ainsi que des exemples de courbes expérimentales sont présentés en figure 2.1.

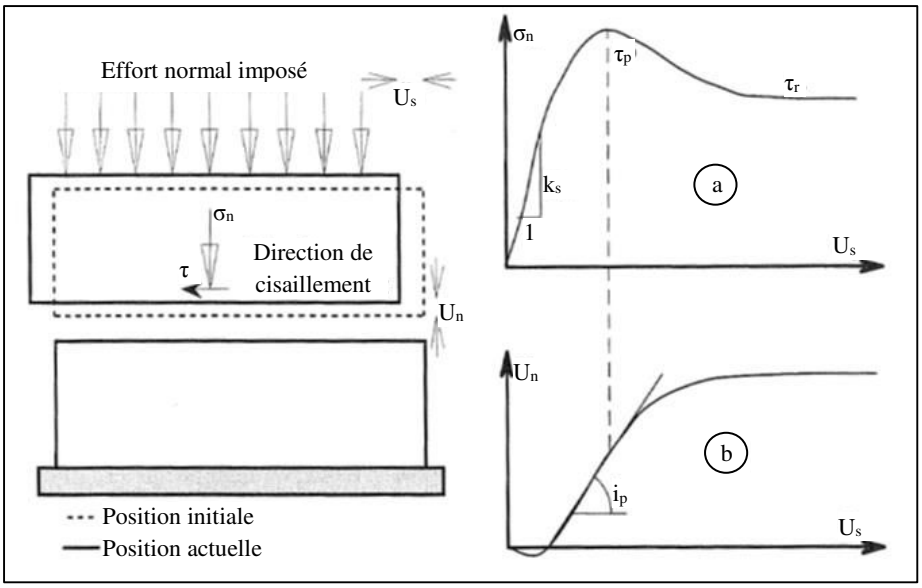


Figure 2.1 Schéma du dispositif pour un essai de cisaillement direct sur discontinuité et exemples de courbes expérimentales. (a) Contrainte de cisaillement en fonction du déplacement tangentiel. (b) déplacement normal en fonction du déplacement tangentiel, d'après (CFMR, 2000.).

La courbe d'évolution de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement tangentiel obtenu se décompose en trois phases successives que nous allons détailler dans les paragraphes suivants.

2.1 Phase Pré-pic

Durant cette phase initiale, deux étapes se succèdent. Durant la première partie de l'essai, la courbe effort de cisaillement-déplacement tangentiel augmente linéairement. Cette augmentation linéaire de l'effort de cisaillement traduit la sollicitation croissante des faces positives des aspérités de la surface cisaillée, c'est-à-dire les phases qui s'opposent aux déplacements de l'éponte supérieure (figure 2.2).

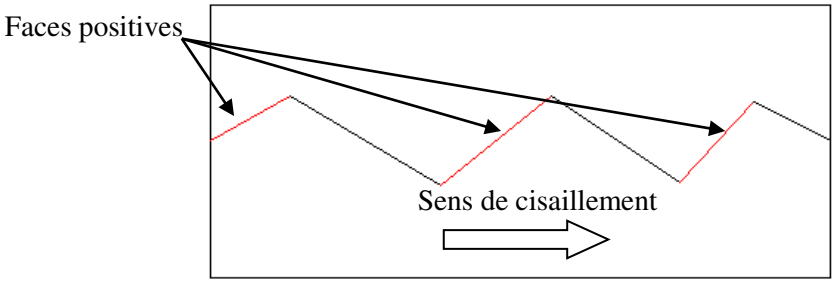


Figure 2.2 Repérage des faces positives le long d'une discontinuité cisaillée.

Toutefois, si l'augmentation est linéaire, la déformation durant cette phase n'est pas nécessairement réversible, Goodman (1974) ayant montré qu'un phénomène d'hystérésis pouvait être observé. Durant le tout début d'essai, sous l'effet combiné de l'augmentation de la contrainte tangentielle et éventuellement de la contrainte normale (dans le cas d'un essai à force constante), l'éprouvette se contracte (déplacement normal négatif sur la courbe b de la figure 2.1), induisant une augmentation de la surface de contact entre les deux épontes.

C'est durant la phase pré-pic de l'essai que peut être déterminée la rigidité tangentielle de la discontinuité c'est à dire la pente de la partie linéaire (coefficient ks sur la courbe a de la figure 2.1, Goodman et al. 1969). Cette rigidité est fonction de la morphologie des surfaces cisaillées mais aussi de la contrainte normale appliquée à l'éprouvette durant l'essai. Si les auteurs s'accordent tous sur le fait que l'augmentation de la contrainte normale conduit à une augmentation de la rigidité tangentielle, certains auteurs présentent une évolution linéaire de la rigidité avec la contrainte (Yoshinaka et Yamabe, 1986) tandis que d'autres proposent une évolution hyperbolique (Jing et al. 1992). Cette augmentation de la rigidité tangentielle avec l'augmentation de la contrainte normale est interprétée comme la conséquence d'une meilleure imbrication des épontes qui conduirait à une augmentation de la surface s'opposant au cisaillement.

A l'issue de cette première partie linéaire, l'augmentation de la contrainte tangentielle avec le déplacement tangentiel diminue progressivement. Le déplacement relatif des deux épontes conduit à une concentration de contraintes sur les sommets des aspérités menant à leur endommagement progressif pour conduire au pic de cisaillement.

2.2 Pic de cisaillement

Le pic correspond à la contrainte maximum de cisaillement atteinte qui va se reporter sur les aspérités. Au-delà du pic, les aspérités sont détruites progressivement par broyage, cisaillement ou arrachement. Le pic correspond également à la dilatance maximum (figure 2.1, courbe b). L'angle de dilatance associé s'exprime suivant la relation 2.1.

$$i_p = \arctan\left(\frac{\Delta u_n}{\Delta u_s}\right) \tag{2.1}$$

L'atteinte de ce pic à l'issue d'un déplacement tangentiel précis ainsi que l'intensité de ce pic sont influencés par plusieurs paramètres. Hoang (2010) cite la contrainte normale appliquée, la rugosité des surfaces cisaillées, le degré d'imbrication des épontes, la taille des surfaces cisaillées et leur altération. A ces éléments, pourrait être ajouté la présence ou l'absence d'eau lors de l'essai (essai réalisé à sec, en condition immergé, ou avec une teneur en eau importante au sein de l'éprouvette testée).

L'augmentation de la contrainte normale conduit généralement à une augmentation de la contrainte de cisaillement au pic. Dans la majorité des cas, le pic est atteint pour un déplacement tangentiel d'autant moins important que la contrainte normale est forte.

La rugosité des surfaces influence également la valeur du pic de cisaillement. Pour des discontinuités naturelles la rugosité est le plus souvent anisotrope, ce qui conduit à une influence de la direction mais aussi du sens de cisaillement, sur la contrainte au pic obtenue (Huang et Doong, 1990 ; Jing et al., 1992 ; Yang et Lo, 1997).

L'imbrication initiale des épontes cisaillées influence également la réponse de l'essai. Suivant le degré d'imbrication, le pic de cisaillement obtenu est plus ou marqué (figure 2.3, Panet, 1976).

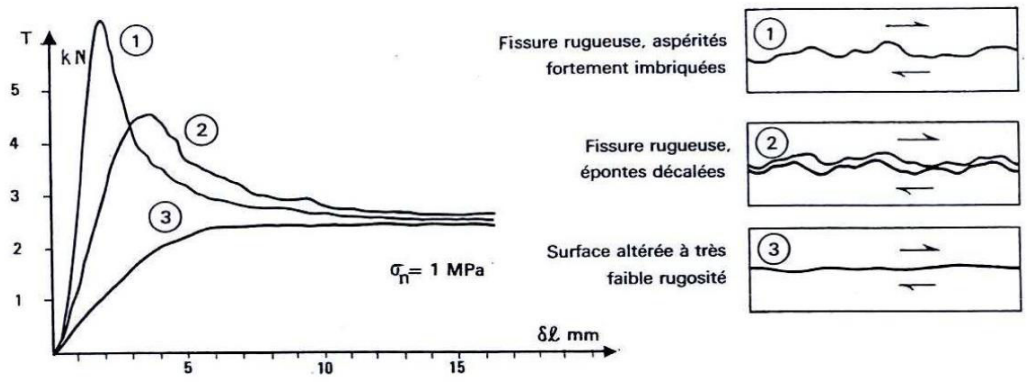


Figure 2.3 Influence de la rugosité et de l'imbrication des épontes sur le comportement au cisaillement d'après Panet, 1976, cité par Hoang, 2010.

Une faible imbrication correspondra à une surface de contact limitée entre les deux épontes, nécessitant de ce fait une sollicitation tangentielle plus faible pour être rompue. Panet a également montré que dans le cas d'une surface cisaillement présentant une faible rugosité et un fort degré d'altération, le pic de cisaillement peut disparaitre ce qui revient à atteindre directement le contrainte de cisaillement résiduelle.

A partir d'essais réalisés sur des répliques de joints rocheux de différentes tailles, Barton et Bandis (1980) ont montré l'influence importante de la taille de l'éprouvette sur les résultats obtenus en termes de contrainte au pic principalement. Les principaux résultats obtenus en termes de courbes contrainte tangentielle-déplacement tangentiel sont présentés en figure 2.4. Plus l'éprouvette cisaillée est grande et plus la contrainte tangentielle au pic obtenue est faible. Le pic se réduit jusqu'à quasiment disparaître dans le cas des éprouvettes de 360 mm de côté, le comportement du joint passant ainsi d'une rupture fragile à une rupture ductile.

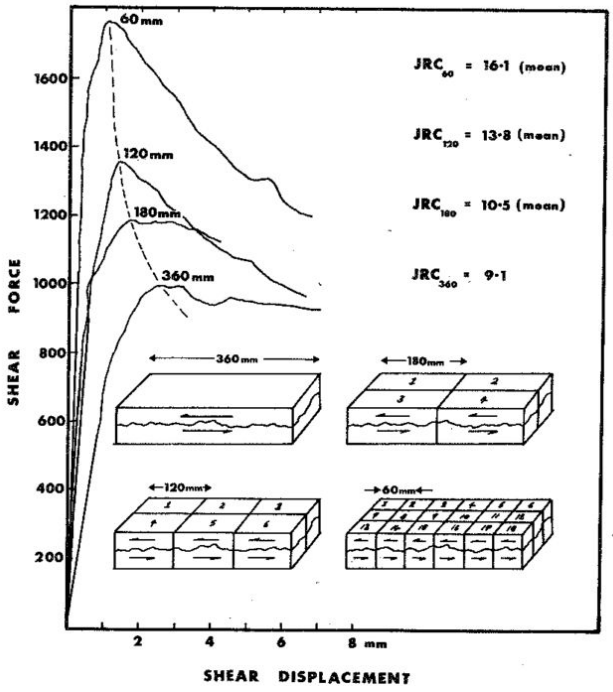


Figure 2.4 Influence de la taille de l'éprouvette sur la résistance au cisaillement mesurée d'après Barton et Bandis, 1980.

Barton et Bandis attribuent ce changement de comportement au fait que les dommages progressifs concernent des aspérités de plus en plus grandes à mesure que la taille de l'éprouvette augmente. Il est également intéressant de ne pas oublier que dans le cas d'une discontinuité à l'état naturel, l'augmentation de la taille induit une augmentation de la probabilité d'avoir des « ponts rocheux » entre les deux massifs séparés par une discontinuité. Ces ponts, ont alors un rôle de renfort qui induira une résistance au cisaillement de la discontinuité plus importante.

Pellet et al. (2013) ont montré également l'influence de la teneur en eau de l'éprouvette cisaillée sur la résistance au pic obtenue. Les essais de cisaillement direct étaient menés sur des roches argileuses (teneur approximative en argile: 50%) et une discontinuité saturée en eau. Les auteurs ont observé une diminution importante de la résistance au pic de près de 50% par rapport à des éprouvettes sèches.

2.3 Phase Post-pic

Durant la phase post pic, la contrainte tangentielle diminue progressivement avec l'augmentation du déplacement tangentiel. Cette diminution est principalement due à la destruction des aspérités qui ne s'opposent donc plus au cisaillement. Pour un déplacement suffisamment grand, la contrainte tangentielle atteint un palier comme présenté sur la courbe a de la figure 2.1 et qui correspond à la résistance résiduelle de l'éprouvette (Panet, 1976).

Dans le cas de joints rocheux dont la rugosité a été fortement diminuée par attaque chimique, Nouailletas et al. (2013) ont observé l'absence de pic caractéristique des joints lisses mais ont assisté également à l'augmentation continue de la contrainte tangentielle (figure 2.5). Les auteurs n'ont pas avancé d'explications quant à l'obtention de ce comportement.

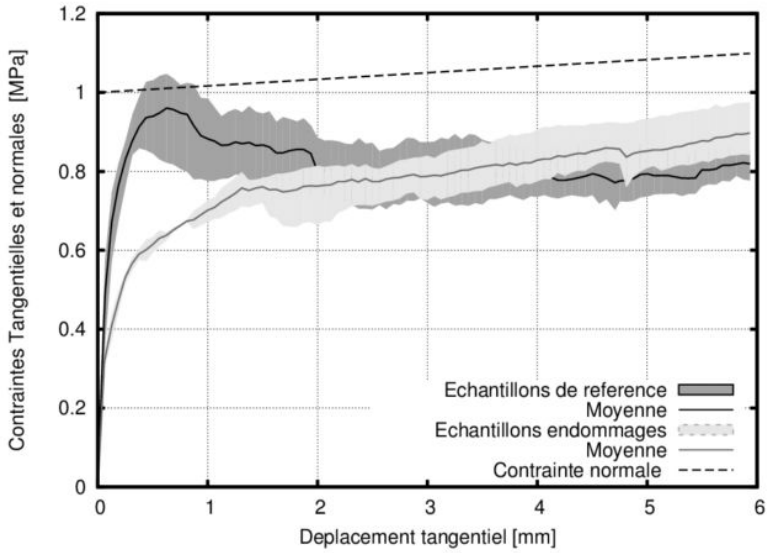


Figure 2.5 Courbes de contraintes tangentielles et normales en fonction du déplacement tangentiel pour des joints sains et endommagés d'après Nouailletas et al. (2013). Les limites des zones colorées correspondent aux échantillons extrêmes et les traits continu à la moyenne. Le trait en pointillé correspond à l'évolution de la contrainte normale au cours de l'essai.

Dans le cas de la réalisation d'essais cycliques sur des joints rocheux naturels ou des joints artificiels, plusieurs auteurs ont montré que les contraintes tangentielles durant la phase post pic étaient différentes entre le sens de cisaillement aller et le sens de cisaillement retour. Ce phénomène est

d'autant plus marqué que la contrainte normale appliquée durant l'essai est faible (Fox et al. 1998, Lee et al., 2001). Deux explications ont été avancées pour expliquer ce phénomène : différences de déplacement normal des éprouvettes dans les deux sens de cisaillement selon Krahn et Morgenstern (1979), aspérités cisaillées durant la phase aller de l'essai qui ne s'opposent donc plus au cisaillement lors de la phase retour (Jing et al., 1992).

Des essais de cisaillement cycliques ont également montré l'influence importante du nombre de cycles de cisaillement et de la contrainte normale appliquée durant ces essais sur la résistance au cisaillement. Cette influence est due à la dégradation des aspérités de la surface de cisaillement (Jafari et al., 2003 ; Lee et al., 2001).

Enfin Jafari et al. (2003) ont également observé que l'augmentation de la vitesse de cisaillement engendre une diminution de la résistance au cisaillement (au pic mais aussi résiduelle) pour une contrainte normale identique. Ces résultats ont également été observés par Biran et al. (2009) cité par Hoang (2010) pour des joints rocheux sciés. L'influence de la vitesse était toutefois plus prononcée pour des joints lisses que pour des joints rugueux.

2.4 Les différents chemins de chargement possibles

Les essais de cisaillement direct peuvent être réalisés en suivant différents chemins de chargement qui correspondent à différentes conditions *in situ* (figure 2.6).

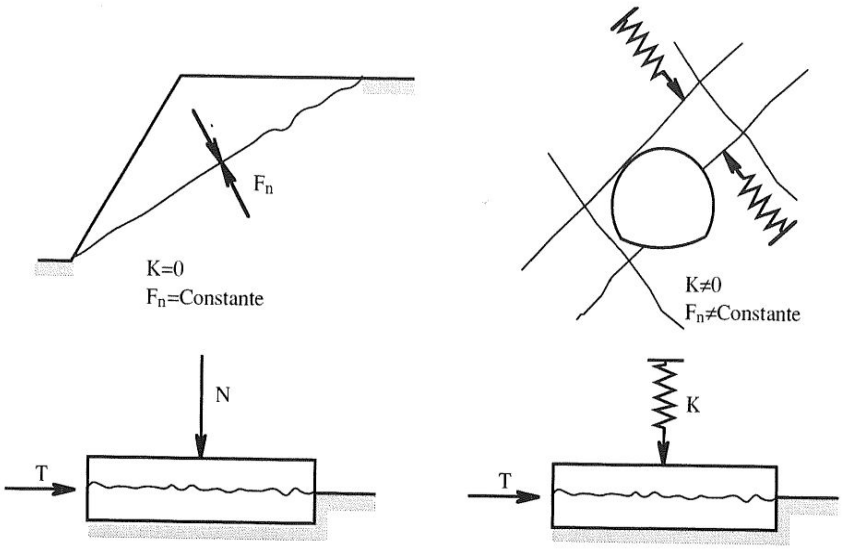


Figure 2.6 Schémas de correspondance entre les conditions de cisaillement in situ et au laboratoire. A gauche, cisaillement à force normale constante, FNC. A droite, cisaillement à rigidité normale constante KNC d'après Leichnitz (1985) cité par CFMR (2000).

Quatre principaux types d'essais existent :

- L'essai à force normale constante (FNC), comme son nom l'indique, est réalisé avec une force normale appliquée qui ne varie pas au cours de l'essai. La conséquence principale de cette condition est l'augmentation progressive de la contrainte normale appliquée à l'éprouvette au cours de l'essai du fait de la réduction de la surface soumise au cisaillement (diminution due au déplacement tangentiel). Ce type d'essai est représentatif, *in situ*, d'un glissement de bloc

en surface et pour lequel la seule force appliquée au plan de glissement est le poids propre du bloc.

- L'essai à contrainte normale constante (CNC), implique la variation au cours de l'essai de la force normale appliquée en fonction de la surface cisaillée à l'instant t afin de respecter à tout moment la consigne de contrainte.

- L'essai à rigidité normale constante (KNC), pour lequel l'effort normal est appliqué de sorte à maintenir constant le rapport entre la variation de contrainte normale et la variation de déplacement normal notée $K = d\sigma_n/du_n$. Ce rapport K représente *in situ*, la rigidité normale du massif entourant la fracture. Ce type d'essai est représentatif de ce qui peut être observé dans le cas d'excavations souterraines pour lesquelles le glissement d'un bloc est conditionné par la rigidité des blocs entourant la fracture.

- L'essai à volume contrôlé (VC) pour lequel le déplacement normal est maintenu constant par variation de la contrainte normale qui sera augmentée dans le cas d'un comportement dilatant du joint ou réduite dans le cas d'un comportement contractant.

Les essais de cisaillement direct sur discontinuités permettent de recréer en laboratoire des conditions approchant l'état *in situ*, que ce soit par le biais des essais à rigidité constante dans le cas d'excavations souterraines ou encore l'essai à force normale constante pour des glissements en surface. C'est donc ce dernier type d'essai qui semble être le plus approprié pour reproduire au mieux, les conditions que nous pouvons observer dans le cas d'excavation à l'air libre dans les schistes briovériens.

2.5 Principaux critères de résistance au cisaillement au pic

Dans cette partie, les principaux critères permettant de relier la contrainte de cisaillement au pic à la contrainte normale appliquée au joint sont présentés succinctement.

- *Critère de Mohr-Coulomb :*

Il s'agit du critère le plus simple et qui est principalement utilisé dans le cadre de joints lisses. Son expression est la suivante :

$$\tau_p = C + \sigma_n \tan(\varphi) \tag{2.2}$$

Avec C la cohésion du joint et φ son angle de frottement.

- *Critère Bilinéaire :*

Le comportement d'un joint rugueux étant dilatant, Patton (1966) a proposé un critère de rupture tenant compte de ce fait. En effet, à partir d'essais réalisés sur des éprouvettes artificielles et dont les surfaces de cisaillement étaient taillées en dents de scie (figure 2.7), Patton montre que deux modes de rupture peuvent survenir selon la contrainte normale appliquée.

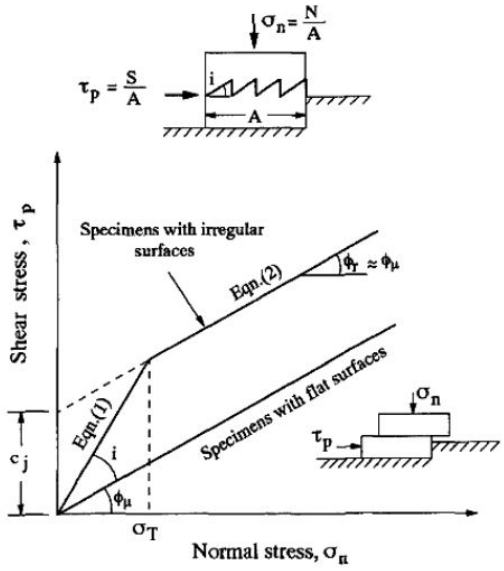


Figure 2.7 Courbes contrainte tangentielle-contrainte normale pour le modèle bilinéaire (Patton, 1966).

Pour une contrainte normale inférieure à une certaine valeur σ_T, le cisaillement s'effectue par glissement le long des aspérités, le critère s'écrit selon la relation (2.3) :

$$\tau_p = \sigma_n \tan(\varphi_u + i) \qquad si \quad \sigma_n < \sigma_T \tag{2.3}$$

Avec φ_u l'angle de frottement entre deux surfaces macroscopiquement lisses et planes et i l'angle de dilatance.

Pour une contrainte normale supérieure ou égale à la contrainte σ_T, le cisaillement s'effectue au travers des aspérités qui sont détruites. La contrainte de cisaillement au pic s'exprime alors selon la relation (2.4) :

$$\tau_p = C_a + \sigma_n \tan(\varphi_r) \qquad si \quad \sigma_n \geq \sigma_T \tag{2.4}$$

Avec φ_r l'angle de frottement résiduel et C_a la cohésion apparente.

- *Critère de Barton :*

Ce critère, initialement proposé par Barton (1973), est de nature semi-empirique et fait intervenir d'une part la résistance à la compression simple de la roche saine et d'autre part la rugosité des épontes cisaillées. Suite à différentes évolutions, il prend désormais la forme présentée en équation 2.5.

$$\tau = \sigma_n \times tan\left[JRC \times \log\left(\frac{JCS}{\sigma_n}\right) + \varphi_b\right] \tag{2.5}$$

Avec σ_n la contrainte normale, φ_b l'angle de frottement correspondant au φ_u du critère bilinéaire, JRC (Joint Roughness Coefficient) le coefficient de rugosité des épontes, JCS (Joint Compressive Strength) correspondant à la résistance à la compression simple du joint assimilée à celle de la roche saine. Le JRC d'une discontinuité peut être évalué en comparant son profil avec les profils de rugosité établis par Barton et Choubey (1977) et rappelés en figure 2.8.

- *Autres critères*

D'autres critères reliant la contrainte de cisaillement au pic et la contrainte normale existent parmi lesquels le critère de Ladanyi et Archambault (1969) modifié par la suite par Amadei et Saeb (1990) ou encore le critère de Gerrard (1986).

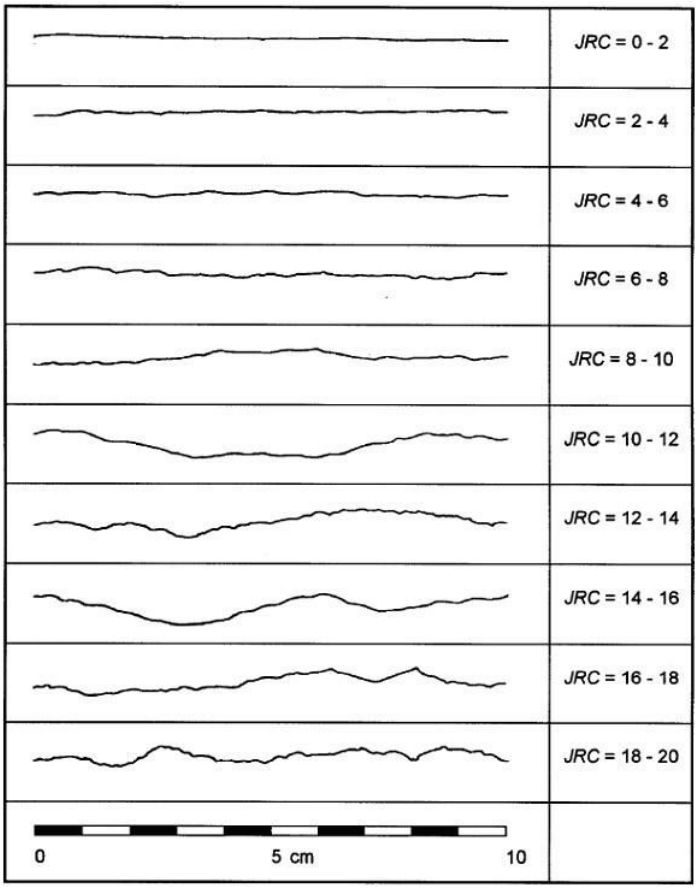


Figure 2.8 Profils de rugosité standard pour des surfaces de discontinuité d'après Barton et Choubey (1977).

2.6 Conclusions

De nombreux facteurs influencent les caractéristiques mesurées (contrainte de cisaillement au pic ou résiduel, angle de dilatance, rigidité tangentielle…). Certains sont liés au matériau testé, qu'il soit naturel ou artificiel : rugosité, taille de l'éprouvette, composition minéralogique…D'autres sont liés aux conditions de réalisation de l'essai : taille de l'éprouvette, niveau de contrainte normale, vitesse de cisaillement, présence d'eau, sollicitations cycliques…

Dans le cas de la caractérisation des schistes du Briovérien, différents éléments ont nécessité d'adapter l'essai de cisaillement au matériau testé. En effet, la grande variabilité d'une part et la fragilité de certains échantillons d'autre part n'ont pas permis de réaliser des éprouvettes normalisées. La quantité limitée de matériau disponible pour les essais de cisaillement a conduit à la réalisation d'essais

cycliques afin d'augmenter le nombre de points de mesures. De plus, la boite de Casagrande utilisée n'a permis de travailler qu'à force normale constante et n'a pas permis d'atteindre des contraintes normales très élevées. Malgré ces différents éléments, les essais réalisés et présentés dans la suite de ce chapitre, ont permis de constituer une première base de données d'angles de frottement et de cohésion pour un nombre important de faciès et de sites de prélèvement. Cette base de données devra être complétée avec des résultats d'essais sur de nouveaux prélèvements afin de continuer à l'enrichir et qu'elle constitue une base fiable utilisable par l'ingénieur.

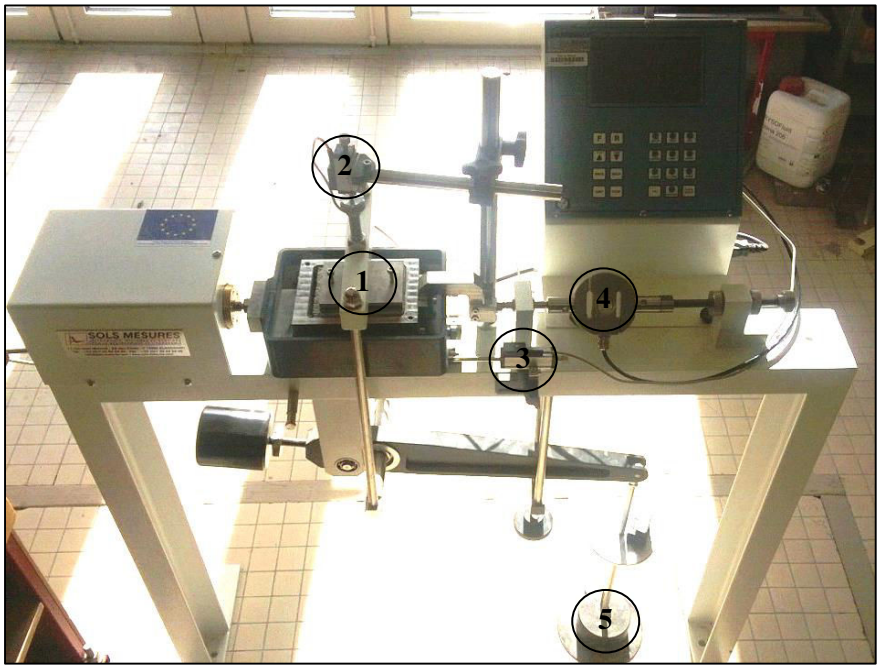
3. Méthode et matériels utilisés

3.1 Dispositif expérimental

3.1.1 Machine de cisaillement

La machine de cisaillement utilisée est un modèle dédié à la caractérisation des sols. Les gammes d'effort sont limitées à la fois pour l'effort vertical applicable et pour l'effort horizontal de cisaillement à 5 kN. L'essai est piloté en vitesse (vitesse maintenue constante tout au long de l'essai par asservissement) et une chaine d'acquisition permet l'enregistrement des déplacements horizontaux et verticaux et de l'effort de cisaillement en cours d'essai. Le dispositif complet est présenté en figure 3.1.

La demi-éprouvette supérieure de l'éprouvette est maintenue immobile tandis que la partie inférieure est entrainée à vitesse constante avec le chariot mobile.



1 : Echantillon

2 : Capteur de déplacement vertical

3 : Capteur de déplacement horizontal

4 : Capteur d'effort de cisaillement

5 : Masse pour effort normal

Figure 3.1 Dispositif de cisaillement avec éprouvette et chargement vertical en place.

Comme cela est visible sur la photo de la figure 3.1, la mesure de déplacement vertical est réalisée assez loin de l'éponte. Néanmoins, l'impact de cette disposition est limitée par la nature « indéformable » du dispositif d'assemblage (vis, plaque et mortier de calage) compte-tenu du faible

niveau de contrainte normale appliquée à l'éprouvette et que ces matériaux sont beaucoup plus résistants que la matrice constitutive des épontes.

3.1.2 Boite de cisaillement et préparation des éprouvettes

La difficulté de taillage du matériau n'a pas permis la réalisation d'éprouvettes de dimensions fixées. Ainsi, les deux épontes de chaque éprouvette ont été scellées dans un mortier à base de ciment à prise rapide dans un moule de dimensions fixées.

Le coulage a été réalisé en deux temps. L'éponte inférieure a été tout d'abord positionnée de sorte à avoir un plan de cisaillement le plus horizontal possible. Le mortier a ensuite été coulé jusqu'à un niveau inférieur à environ 5 mm du plan de la discontinuité à tester. Pour éviter la pollution de la discontinuité par le mortier de scellement, celle-ci a été protégée par un ruban adhésif. De plus, pour ne pas avoir de contact entre les mortiers de scellement des parties inférieures et supérieures, une plaque en polystyrène a été placée autour de l'éprouvette au niveau du plan de cisaillement. Le coulage du mortier de scellement de l'éponte supérieure a alors été réalisé par le dessus, la plaque de polystyrène servant de coffrage. Le démoulage complet de l'éprouvette était effectué 48h après le coulage de l'éponte supérieure. Après démoulage, l'éprouvette a été positionnée en deux temps dans la boite de cisaillement: d'abord l'éponte inférieure positionnée et maintenue par vissage puis l'éponte supérieure placée et ajustée sur l'éponte inférieure avant d'être également maintenue par serrage. Les deux demi-boites ont ensuite été vissées l'une à l'autre pour prévenir tout mouvement des épontes durant la mise en place et la phase d'application du chargement vertical (normal à la discontinuité). Celui-ci était appliqué sur une plaque en acier afin de répartir au mieux l'effort sur la surface en mortier et éviter ainsi tout phénomène de poinçonnement de celui-ci.

L'ensemble des étapes de préparation d'une éprouvette est représenté en figure 3.2.

La résolution des mesures pour les essais de cisaillement sont les suivantes :

- Force : ± 0,001 kN
- Déplacements : ± 0,01 mm
- Temps : 1 mesure toutes les deux secondes
- Surface échantillon : ± 1 mm²

La précision des essais réalisés est donc principalement conditionnée par la mesure de surface de cisaillement.

Figure 3.2 Les différentes étapes de préparation des éprouvettes. (a) Coulage de l'éponte inférieure. (b) Mise en place du coffrage en polystyrène et du ruban adhésif. (c) Eponte supérieure coulée, coffrage et adhésif enlevés. (d) Mise en place de l'éprouvette dans la boite de cisaillement et maintenue par un système de vis.

3.2 Programme expérimental

L'objectif de ces essais est d'évaluer les caractéristiques de cisaillement (cohésion, angle de frottement) des discontinuités. Comme pour les essais de compression uniaxiale, les éprouvettes utilisées pour la réalisation des essais de cisaillement direct sont issues de blocs prélevés sur chantier ou sur des talus. La fracturation importante du matériau prélevé dans la plupart des sites a permis de réaliser un nombre relativement important d'éprouvettes (90 éprouvettes réalisées et testées). Cependant, comme pour les essais de compression, les difficultés de taillage n'ont pas permis de réaliser des éprouvettes de taille suffisante respectant les normes d'essais (AFNOR 2003). La taille moyenne des surfaces apparentes cisaillées varie entre 14 et 19 cm^2 (alors que l'essai AFNOR préconise 60 cm^2) Le tableau répertoriant l'ensemble des éprouvettes testées (dimensions, JRC, conditions d'essais sèche ou humide) est présenté en annexe 5.

Les discontinuités testées sont toutes ouvertes, les deux épontes étant complètement séparées. Selon les sites, 4 à 12 éprouvettes ont été confectionnées et cisaillées, la moitié en condition sèche et l'autre moitié en conditions humides. Les essais réalisés en condition sèche sont menés sur des éprouvettes conservées à température ambiante et cisaillées en l'état tandis que les essais réalisés en conditions humides consistent à immerger les éprouvettes pendant une durée de 5 minutes avant essai sans mise en charge (pas de contrainte normale appliquée) afin d'obtenir une discontinuité humide.

L'ensemble des essais a été réalisé à force normale constante. Ce type d'essai se rapprochant, d'une part, des conditions possibles de glissement *in situ* en surface et d'autre part il était le plus adapté à notre matériel d'essai. Les essais ont été réalisés à un niveau de contrainte initiale normale faible s'échelonnant de 25 kPa à 500kPa. L'essai étant réalisé à force normale constante, les contraintes normale et tangentielle appliquées à l'éprouvette varient au cours de l'essai en fonction de la surface réellement cisaillée. Par la suite, les valeurs des contraintes normales et tangentielles présentées sont corrigées de la variation de surface cisaillée.

La détermination des caractéristiques de cisaillement est habituellement réalisée à partir des résultats d'essais réalisés sur plusieurs éprouvettes cisaillées sous différentes valeurs de la contrainte normale.

Dans notre cas, compte tenu du faible nombre d'éprouvettes par site, lié aux difficultés de taillage du matériau, le choix a été fait de réaliser, sur une même éprouvette plusieurs cisaillement en augmentant, entre chaque cisaillement, la contrainte normale appliquée (Jafari et al., 2003 ; Pellet et al., 2013). La procédure suivie a été la suivante : chaque éprouvette est cisaillée à une vitesse constante de 0,5mm/min, sur une distance suffisante pour atteindre la résistance résiduelle (comprise entre 3 et 3.5mm pour la majorité des essais), puis cisaillée en sens inverse pour retourner en position d'origine. A l'issue de l'essai, l'éprouvette est déchargée avant de procéder à une augmentation de charge normale pour l'essai suivant. Chaque éprouvette subit ainsi entre 3 et 5 cycles de cisaillement aller/retour. Ce mode opératoire permet de multiplier artificiellement le nombre de mesures réalisées pour un même prélèvement et pallier ainsi le faible nombre d'éprouvettes testés par site mais présente l'inconvénient d'endommager au fur et à mesure des cycles la surface cisaillée.

Pour chaque site, entre 3 et 4 éprouvettes ont ainsi été testées en condition sèche, et autant en conditions humides. Pour cette condition, l'immersion de l'éprouvette était réalisée avant toute mise en charge pendant une durée de 5 minutes et ceci afin de permettre une bonne humidification de la surface de la discontinuité. Du fait de la faible taille des éprouvettes testées, les résultats du cisaillement sur une éprouvette ne sont pas forcément représentatifs du comportement d'une

discontinuité à l'échelle du massif mais caractérisent l'éprouvette. La réalisation de cisaillement sur plusieurs éprouvettes permet néanmoins d'estimer des caractéristiques mécaniques réalistes pour le matériau.

4. Résultats

Pour chaque éprouvette testée, la valeur du JRC de la discontinuité a été évaluée à l'aide des profils présentés en figure 2.8 (page 151). Les valeurs retenues sont présentés dans le tableau de définition des éprouvettes présent en annexe 5. Une forte variabilité des rugosités de surface peut être observée. Globalement, les éprouvettes gréseuses présentent des JRC plus élevés que les éprouvettes argileuses même si une variabilité intra-site peut être observée conduisant pour certaines éprouvettes issues de faciès argileux à des valeurs de JRC élevées.

4.1 Influence de la vitesse de cisaillement sur les résultats

La norme expérimentale, XP P94-424 (AFNOR, 2003) sur le cisaillement direct selon une discontinuité de roche recommande d'effectuer le cisaillement à une vitesse inférieure à 1mm/min. Afin d'évaluer l'impact de la vitesse cisaillement sur les résultats obtenus, trois vitesses ont été testées : 0.1mm/min, 0.5mm/min et 1 mm/min.
L'influence de la vitesse a été testée sur trois sites de prélèvement (J4, E, L), pour lesquels les matériaux étaient disponibles en quantité suffisante. Les sites choisis étaient représentatifs des différents types de discontinuités rencontrées (très rugueuses pour le site E, moyennement rugueuses pour le site J4 et lisse pour le site L).

4.1.1 Site J, faciès 4

Pour les éprouvettes issues du site J, faciès 4, trois essais à trois valeurs différentes de la contrainte normale initiale (60 kPa, 120kPa et 280 kPa) ont été réalisés. Les éprouvettes testées ont les numéros : 1,3,4,5,6,11,12,13,14. La contrainte tangentielle est calculée pour chaque point d'acquisition en prenant en compte la diminution de la surface réellement exposée au cisaillement (déplacement relatif des épontes). Les résultats de ces essais, en termes de courbes de cisaillement (évolution de la contrainte tangentielle en fonction du déplacement tangentiel) sont présentés en figures 4.1 à 4.3.

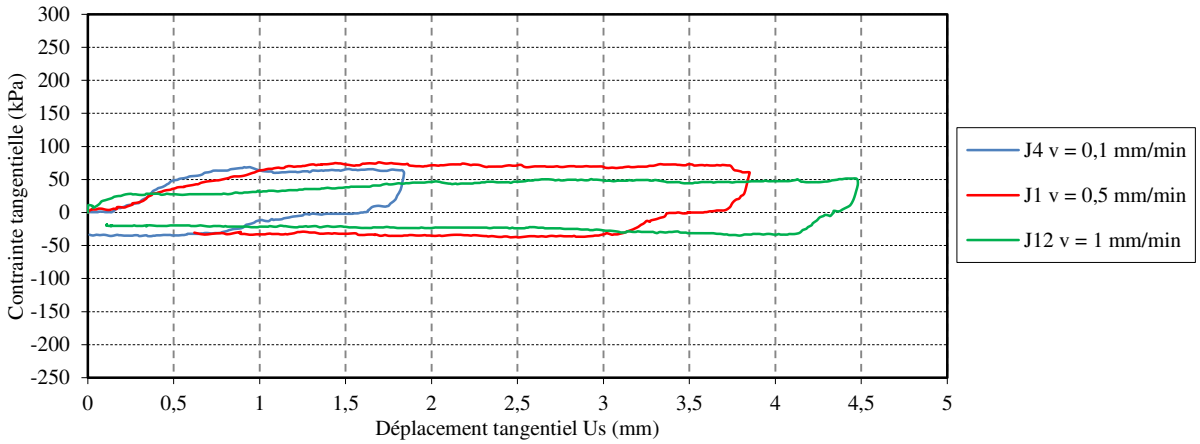


Figure 4.1 Evolution de la contrainte tangentielle en fonction du déplacement tangentiel pour trois vitesses de cisaillement différentes – site J4 – condition sèche – JRC= 4-5 – σ_{ni}*=65 kPa.*

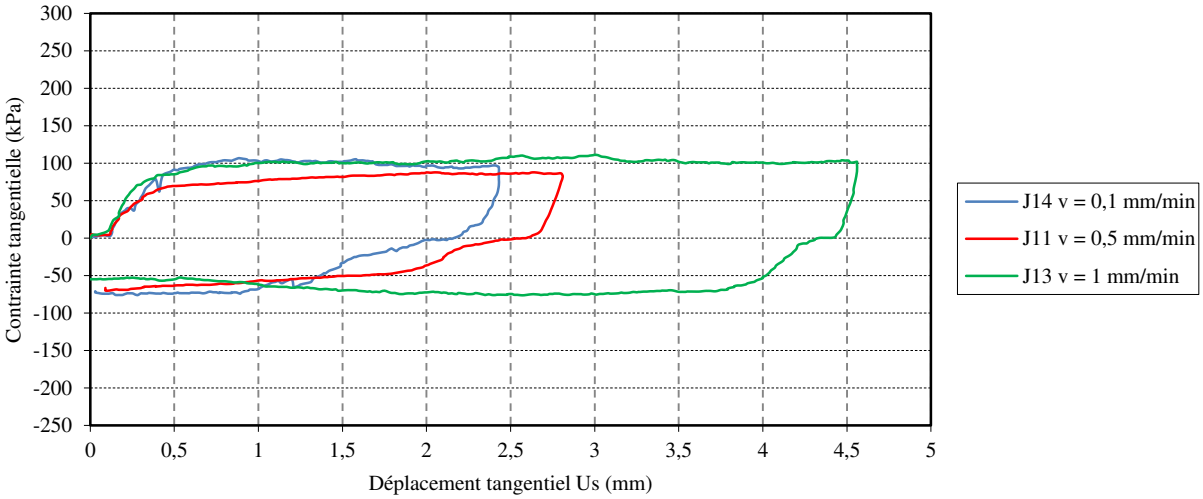


Figure 4.2 Evolution de la contrainte tangentielle en fonction du déplacement tangentiel pour trois vitesses de cisaillement différentes – site J – condition sèche – JRC= 5-6 – σ_{ni}=120 kPa.

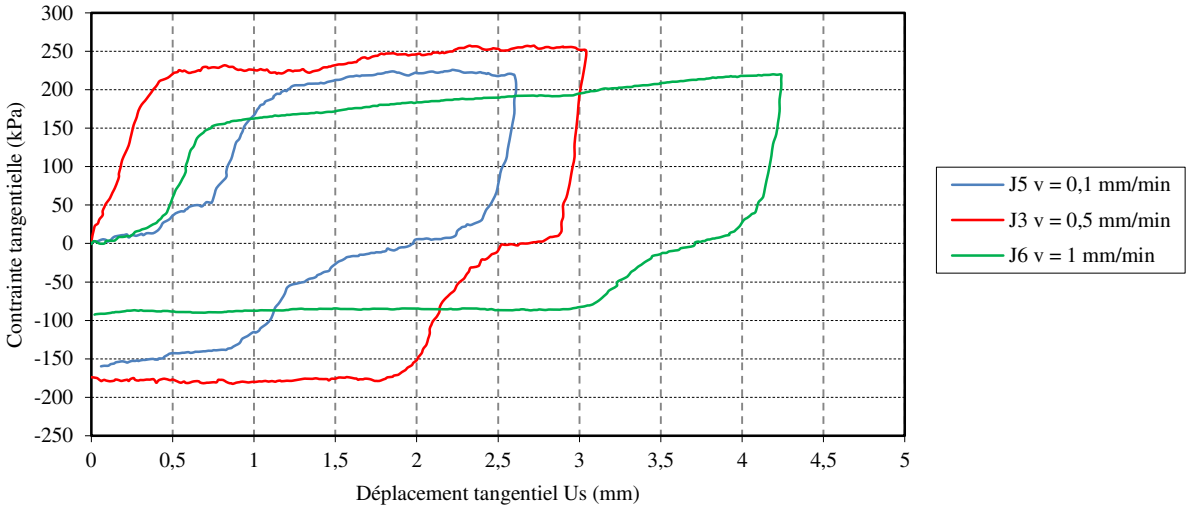


Figure 4.3 Evolution de la contrainte tangentielle en fonction du déplacement tangentiel pour trois vitesses de cisaillement différentes – site J – condition sèche – JRC= 3-4 – σ_{ni}=280 kPa.

Contrairement à ce qui est reporté dans la littérature, pour les éprouvettes issues du site de prélèvement J, l'augmentation de la vitesse de cisaillement conduit plutôt à une augmentation de la résistance au cisaillement dans le cas de contrainte normale faible (figure 4.1) mais également de la contrainte normale la plus forte (figures 4.3). Par résistance au cisaillement, il s'entend la contrainte de cisaillement moyenne le long du palier de contraintes (pas de pic de contrainte identifiable). Pour une contrainte normale de 120 kPa, la résistance au cisaillement résiduelle pour les essais à 0,1mm/min et 0,5mm/min tend vers la même limite (figure 4.2). Toutefois l'augmentation de la vitesse jusqu'à 1mm/min, pour une contrainte normale faible, conduit à une diminution du niveau de la résistance au cisaillement par rapport à un essai réalisé à 0,5 ou 0,1 mm/min figure 4.3).

Pour mieux appréhender l'influence de la vitesse, les résultats sont présentés dans le plan de Mohr en figure 4.4. Les différences observées entre les essais réalisés avec des vitesses de 0,1mm/min et ceux à

0,5 mm/min ne sont pas très marqués. La vitesse de 1 mm/min conduit à une résistance plus faible pour un niveau de contrainte normale plus élevé. Il semble donc que la vitesse a une influence au-delà d'un certain seuil.

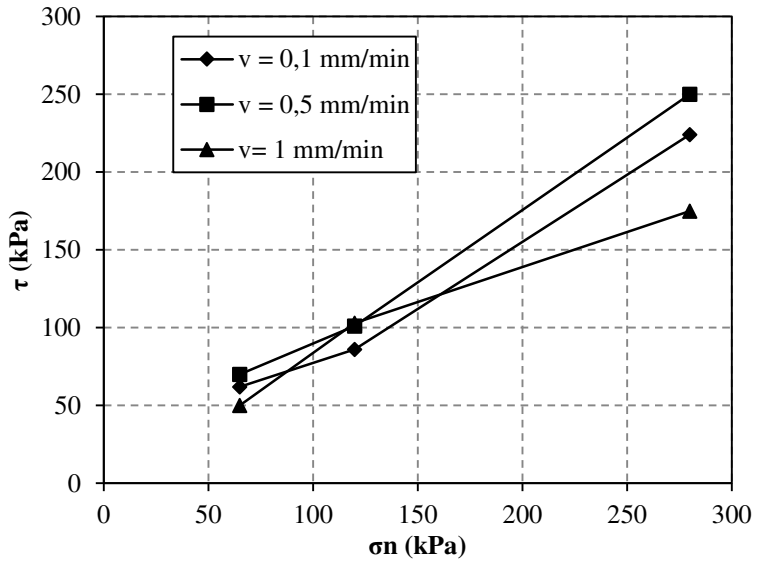


Figure 4.4 Influence de la vitesse de cisaillement sur la contrainte atteinte au palier.

Pour des contraintes normales plus importantes, l'impact de la vitesse de cisaillement semble plus réduit (figures 4.2 et 4.3). Avec l'augmentation de la contrainte normale, un déplacement tangentiel plus important avant de mobiliser la résistance maximale dans le sens retour peut être observé (figure 4.3). Cela traduit une plus grande difficulté pour mobiliser la surface de cisaillement dans ce sens. En effet, en appliquant une contrainte normale plus élevée la surface de cisaillement est davantage endommagée dans le sens aller qu'avec une contrainte normale faible. Un plus grand nombre d'aspérités ayant été détruite lors du cisaillement aller, elles ne peuvent plus être mobilisées sur le sens retour.

4.1.2 Site E et L

Les éprouvettes testées, issues du prélèvement J, sont peu rugueuses (JRC variant de 3 à 6) et à tendance gréseuse. L'influence de la vitesse de cisaillement a été testée pour des discontinuités plus rugueuses (prélèvement E, JRC de 8) et moins rugueuses (prélèvement L, argileux et rugosité faible, JRC de 3). Pour ces deux conditions de rugosité supplémentaires, trois éprouvettes ont été cisaillées sous une contrainte normale de 120 kPa et pour les trois vitesses de cisaillement utilisées précédemment (0,1 mm/min, 0,5 mm/min et 1 mm/min). Les résultats de ces essais sont présentées en figure 4.5 et 4.6.

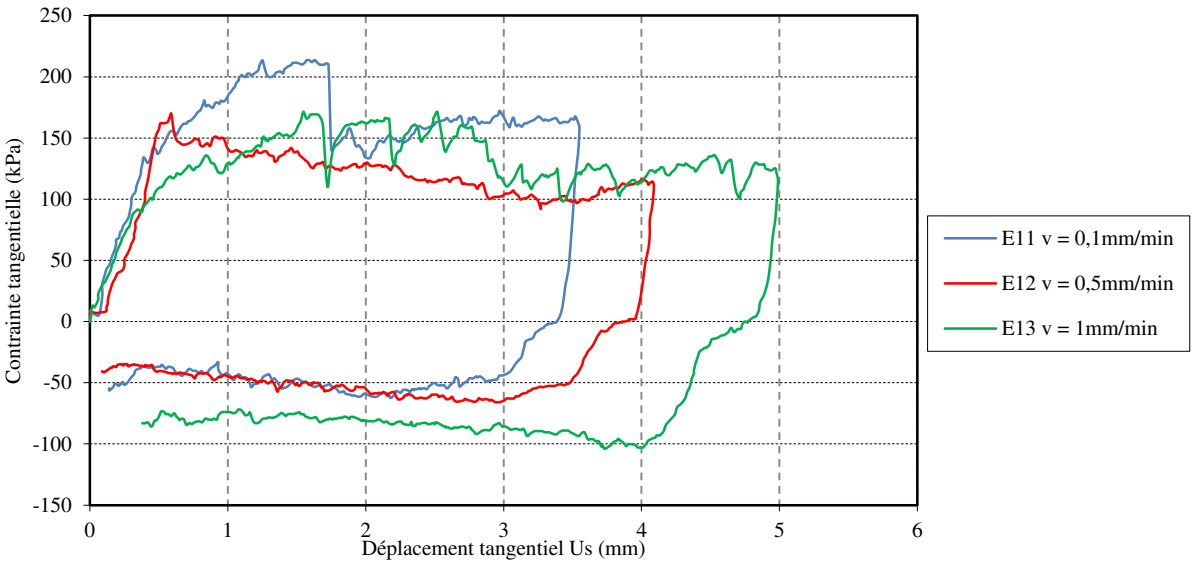


Figure 4.5 Influence de la vitesse sur les courbes de cisaillement – site E – condition sèche – JRC= 8-10, σ_{ni}=120 kPa.

Pour les essais réalisés sur les discontinuités présentant le JRC le plus élevé (figure 4.5), des variations marquées de la contrainte tangentielle au cours de l'essai sont observées. Ces variations sont caractéristiques d'éprouvettes à forte rugosité (Hoang, 2010). Si la résistance au cisaillement atteinte est la plus élevée pour la vitesse la plus faible, les résultats ne mettent pas en avant d'influence significative de la vitesse de cisaillement (nota : le décrochage de contrainte après 1,8 mm de cisaillement pour l'essai à 0,1mm/min est dû à la rupture d'un coin de l'éprouvette).

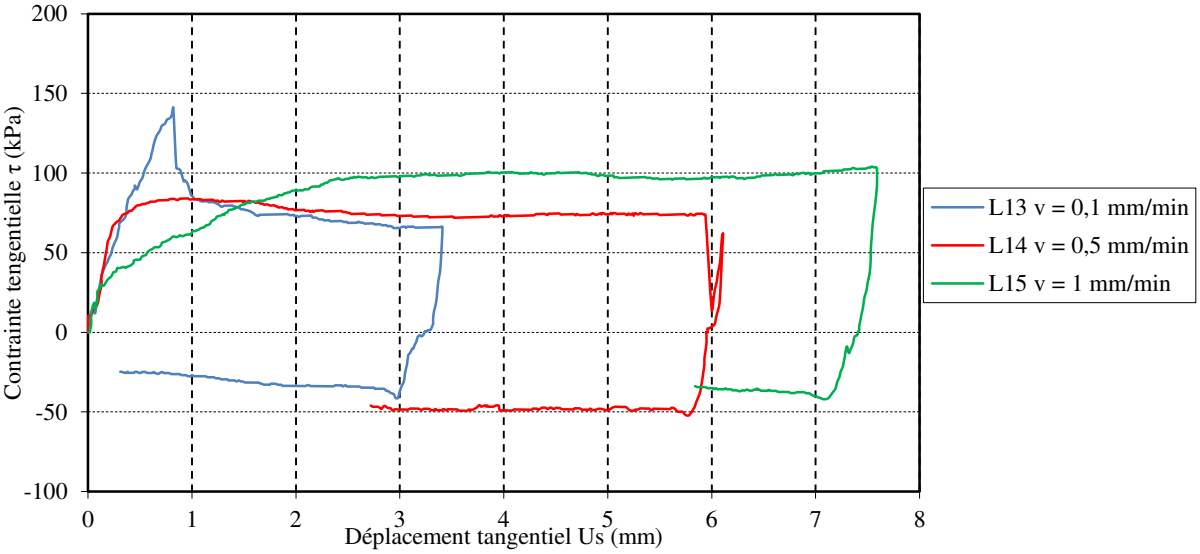


Figure 4.6 Influence de la vitesse sur les courbes de cisaillement – site L – condition sèche – JRC= 2-3, σ_{ni}=120 kPa.

Concernant les essais réalisés pour le JRC le plus faible (prélèvement L, figure 4.6), la présence d'un pic de contrainte prononcé pour l'essai réalisé à 0,1mm/min peut être notée. La très faible variation de contrainte observée durant les essais est caractéristique d'une discontinuité très peu rugueuse. La

contrainte résiduelle atteinte pour les essais à 0,1mm/min et 0,5mm/min sont proches (environ 70 kPa). Dans ce cas encore, la vitesse de cisaillement utilisée n'a pas d'influence significative sur les résultats de l'essai.

Pour les essais réalisés à 0,5mm/min et 1mm/min, le cisaillement a été réalisé jusqu'à un déplacement tangentiel supérieur à 6 mm afin d'observer le comportement de la discontinuité lors d'un cisaillement sur une grande longueur. Il est intéressant de noter que lorsqu'un seuil (essai à 0,5mm/min) ou un plateau (essai à 1mm/min) est atteint, la poursuite de l'essai n'apporte pas d'information supplémentaire. Ainsi, la longueur de cisaillement est limitée à 4 mm, pour la plupart des essais ultérieurs.

4.1.3 Conclusions et choix

Les essais réalisés pour différentes vitesses de cisaillement n'ont pas mis en évidence d'influence significative (à l'exception de la vitesse la plus élevée et pour le niveau de contrainte le plus élevé également) de la vitesse de cisaillement sur les courbes de cisaillement. Par la suite, une vitesse de cisaillement de 0,5 mm/min a été utilisée pour l'ensemble des essais. Cette vitesse respecte les préconisations de la norme XP P94-424 (vitesse inférieure à 1 mm/min), et permet d'obtenir des durées d'essais relativement faibles (inférieures à 20 minutes).

4.2 Influence de la rugosité sur les courbes de cisaillement

Pour analyser l'influence de la rugosité sur les courbes de cisaillement, les résultats issus de sites de prélèvements correspondant à une faible rugosité et à une forte rugosité des discontinuités sont présentés.

Les éprouvettes représentatifs des discontinuités à faible rugosité présentés ici sont issues des sites A (faciès beige argileux) et C (faciès 3 pour ce dernier soit beige argileux). Les éprouvettes représentatives des discontinuités à forte rugosité présentés sont quant à elles issues des sites E (faciès gris gréseux) et K (faciès 2 pour ce dernier soit gris/vert compact et gréseux).

4.2.1 Discontinuités à faible rugosité

Les éprouvettes retenues dans cette partie sont issues des sites A et C3, présentant un faciès beige argileux. Il s'agit dans les deux cas d'éprouvettes à forte teneur en argile (cf. chapitre 3). Les éprouvettes testées (n°1 et 4 pour le site A, et n° 1 et 3 pour C3) présentent toutes des JRC compris entre 2 et 3 (annexe 5). Les courbes de cisaillement obtenues sont présentés en figures 4.7 et 4.8.

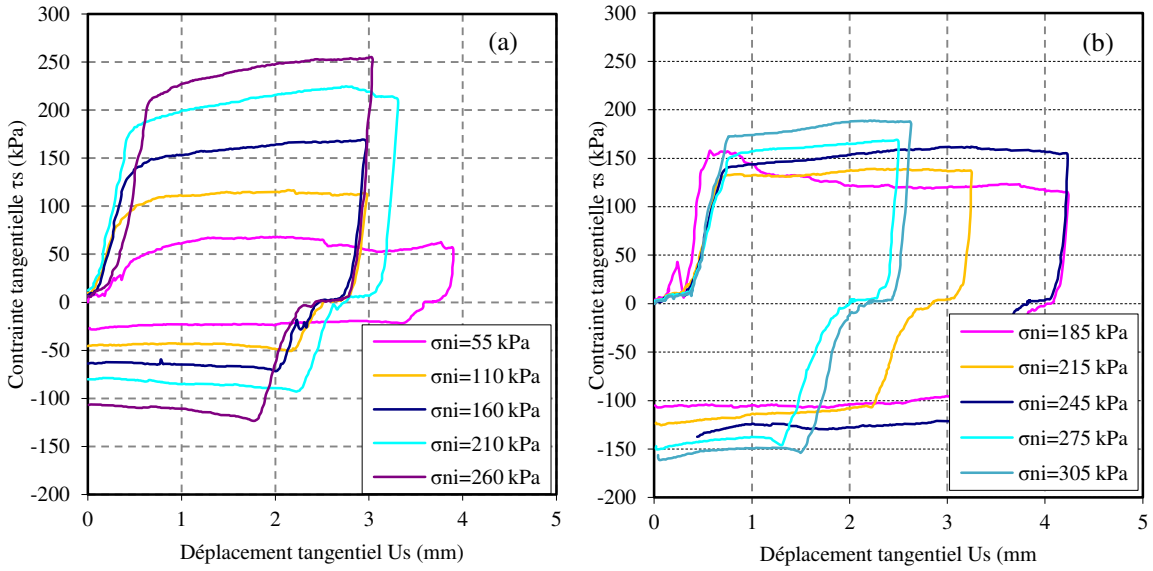


Figure 4.7 (a) Site A - Eprouvette 1 – condition sèche – JRC= 2, σ_{ni}=55 kPa ; (b) Site A - Eprouvette 4 – condition sèche – JRC= 3, σ_{ni}=185 kPa.

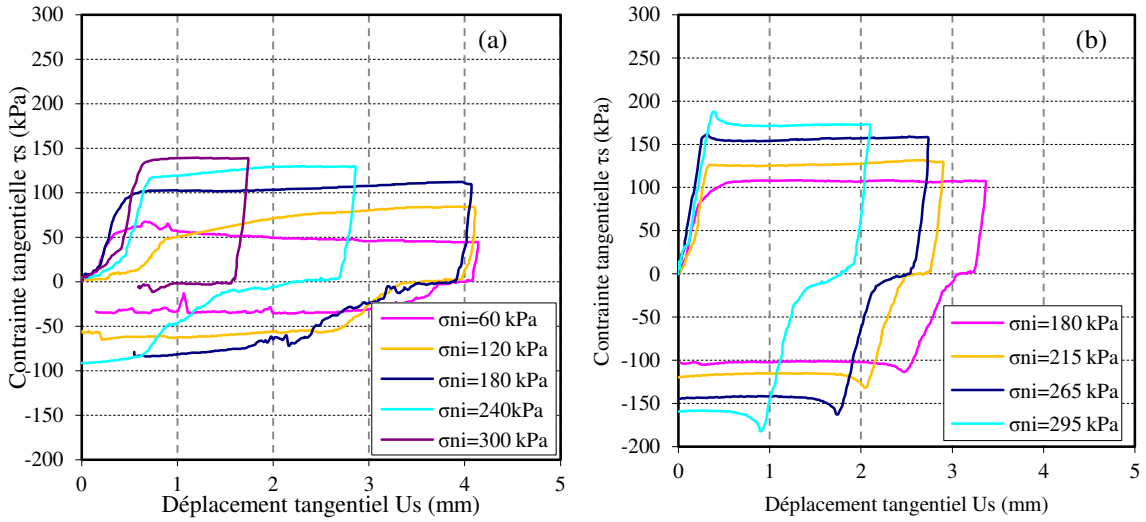


Figure 4.8 (a) Site C3- Echantillon 1 – condition sèche – JRC= 3, σ_{ni}=60 kPa ;(b) Site C3- Echantillon 3 – condition sèche – JRC= 3, σ_{ni}=180 kPa.

En figures 4.7(a) et 4.8(a), les courbes présentées correspondent respectivement aux éprouvettes A1 et C3-1. Il s'agit d'éprouvettes pour lesquelles le premier chargement normal appliqué est dit « faible » (σ_{ni}= 55 kPa pour A1 et σ_{ni} = 60 kPa pour C3-1). En revanche, en figures 4.7(b) et 4.8(b) les éprouvettes ont été testées avec un premier chargement normal dit « fort » : σ_{ni} = 185 kPa pour l'éprouvette A4 et σ_{ni} = 180 kPa pour l'éprouvette C3-3.

Le comportement au cisaillement observé pour ces éprouvettes est caractéristique d'une discontinuité peu rugueuse. En effet, dès le premier chargement, notamment sous faible contrainte normale (55 kPa pour A1 et 60 kPa pour C3-1), l'absence de pic de contrainte et l'existence d'un palier sont à noter.

Pour l'éprouvette A1 (Figure 4.8(a)), et pour les cycles de chargement menés pour une contrainte normale supérieure à 160 kPa, toutefois l'apparition d'une phase intermédiaire entre la phase de

chargement initial (augmentation importante de la contrainte tangentielle) et le palier où la contrainte tangentielle augmente encore avec le déplacement tangentiel est à noter, mais de manière moins prononcée que pour des faibles déplacements. Ce phénomène s'accentue avec l'augmentation de la contrainte normale. Des courbes de cisaillement présentant cette forme ont été obtenues par Armand (2000) sur des joints lisses en mortier dont le plan de discontinuité était incliné par rapport au plan de cisaillement. Dans le cas de notre éprouvette, bien que la discontinuité fut globalement horizontale, le plan n'était pas parfaitement lisse et une faible inclinaison du plan ont conduit à une augmentation de la contrainte tangentielle. Ce phénomène a pu être observé pour des éprouvettes peu rugueuses comme A1 mais présentant une « cassure au niveau de son plan » (schéma et photo en figure 4.9) ou pour des éprouvettes très rugueuses conduisant à des variations du plan du joint importantes. L'impact de l'inclinaison relative des discontinuités sur l'exploitation des essais sera discuté dans la partie interprétation des essais.

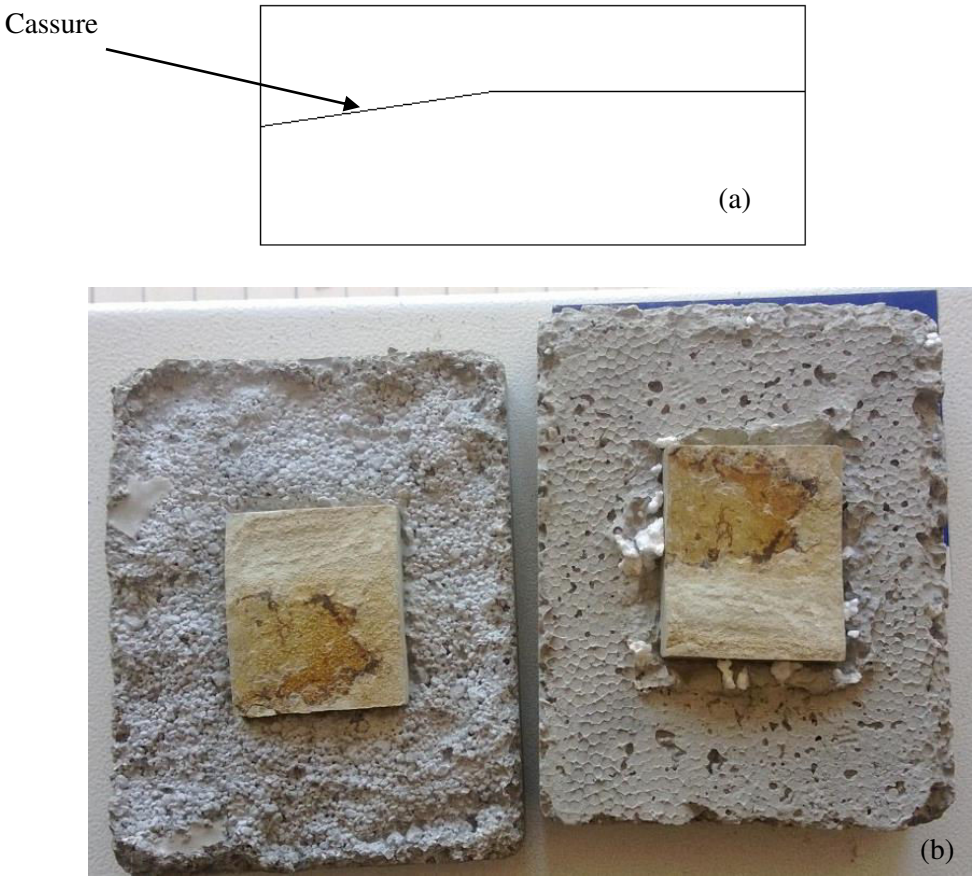


Figure 4.9 (a) Schéma présentant une discontinuité lisse avec une cassure au niveau du plan de cisaillement.(b) Exemple représentatif (éprouvette D2).

Dans le cas de l'éprouvette A1, la contrainte tangentielle lors du cisaillement dans le sens retour est beaucoup plus faible que dans le sens aller (division par un facteur 2 environ). L'interprétation issue de cette observation est que la dégradation des aspérités, même si celles-ci sont peu prononcées, entraine une diminution importante de la contrainte tangentielle.

L'augmentation de la contrainte normale appliquée permet d'observer une dégradation des aspérités à chaque cycle de cisaillement, postérieur au cycle initial. En effet, en appliquant un effort normal plus important, le cisaillement va solliciter les aspérités qui non pas été cisaillées lors des cycles précédents.

La dégradation de la surface des épontes est toutefois en partie compensée par une meilleure imbrication des épontes permettant de solliciter plus d'aspérités (voir schéma en figure 4.10).

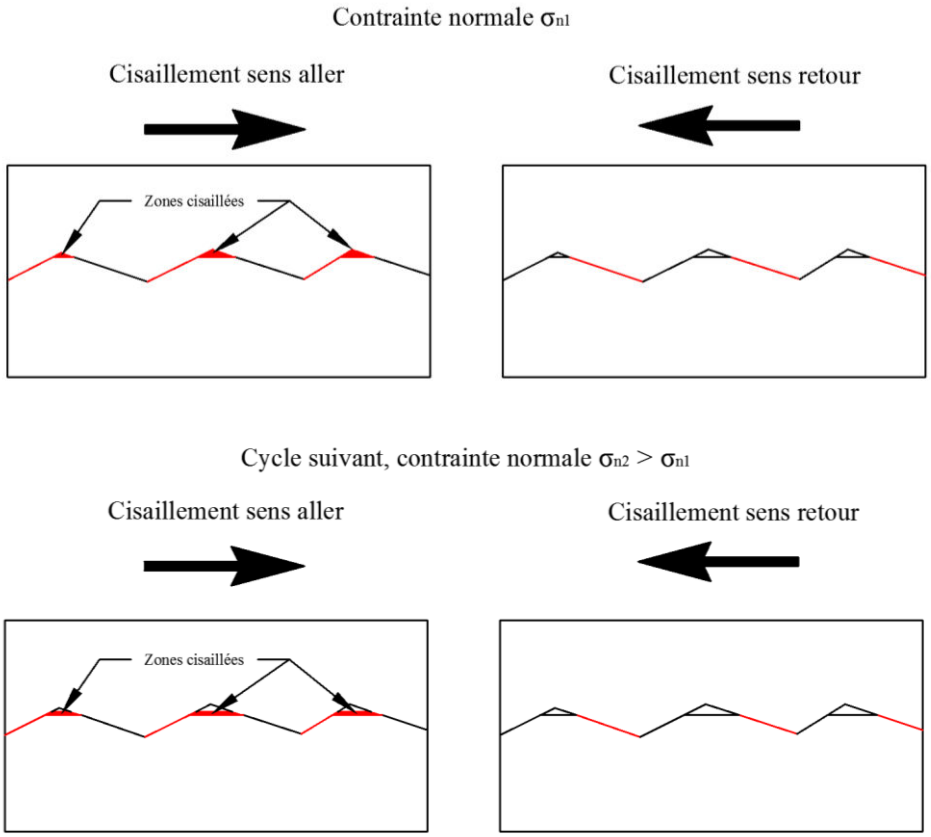


Figure 4.10 Schéma illustrant la compensation de la dégradation de la surface de cisaillement par l'augmentation de la contrainte normale appliquée à l'éprouvette.

L'éprouvette C3-3 (figure 4.8(a)) correspond à un faciès peu rugueux et fortement argileux. Contrairement à l'éprouvette lisse (A1) sous faible contrainte, aucune phase intermédiaire, présentant une augmentation moins forte de la contrainte tangentielle à l'issue de la mise en charge initiale, n'est observée. Le palier de contrainte tangentielle est atteint directement après une phase initiale quasi linéaire (figure 4.8(b)).

De plus, pour l'éprouvette C3-3 (figure 4.8(b)), la contrainte tangentielle atteinte dans le sens de cisaillement retour est quasiment identique à celle dans le sens aller. Ce phénomène peut être interprété comme une conséquence de la très faible rugosité de l'éprouvette testée pour laquelle malgré une contrainte normale appliquée relativement forte, la dégradation de la surface de cisaillement reste faible. Le phénomène se poursuit au cours des cycles de cisaillement même si la résistance au cisaillement dans le sens retour, par rapport au sens aller, diminue au fur et à mesure des cycles.

Les courbes d'évolution du déplacement normal en fonction du déplacement tangentiel obtenus au cours de ces mêmes essais sont données figures 4.11 et 4.12 pour les éprouvettes A1 et C3-3. Dans le cas de l'éprouvette A1, une augmentation de la hauteur en cours de cisaillement est observée (figure 4.11, comportement apparent dilatant) alors que dans les autres cas, la hauteur en cours de cisaillement diminue (figure 4.12, comportement apparent contractant).

Pour l'éprouvette A1, l'angle de dilatance de l'éprouvette (figure 4.11(a)) diminue peu avec l'augmentation de la contrainte normale appliquée, passant de 9° pour une contrainte normale de 55 kPa à 7° pour une contrainte de 275 kPa. La part de l'usure progressive des aspérités au cours des cycles dans la diminution de l'angle de dilatance est réduite pour le cas d'éprouvettes peu rugueuses tels qu'A1. Cette faible diminution peut également être expliquée par la formation d'une pellicule de matériau broyé entre les épontes qui est de plus en plus fine avec l'augmentation de la contrainte normale.

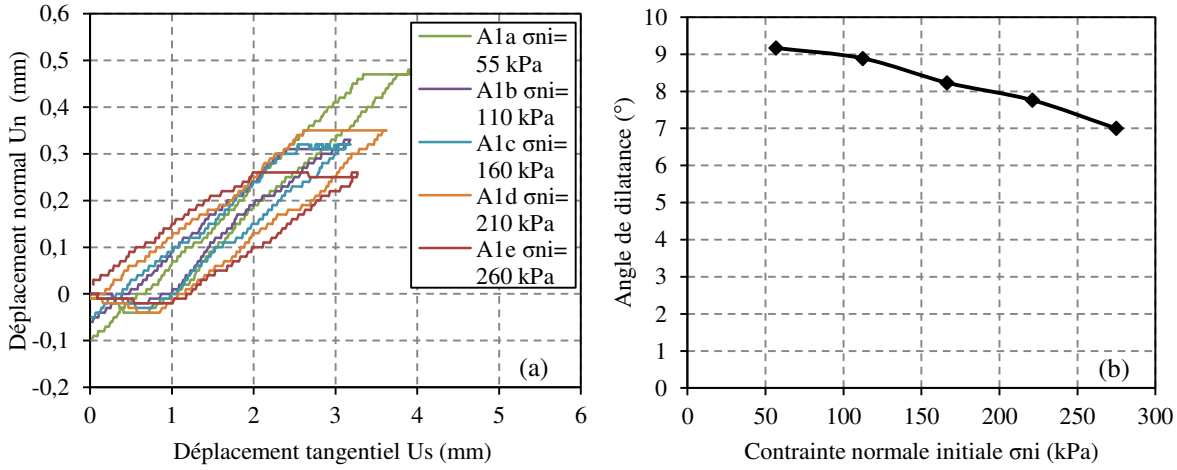


Figure 4.11 (a) Courbes de déplacement normal en fonction du déplacement tangentiel pour une même éprouvette (A1), lisse, en conditions sèches avec augmentation de la contrainte normale à chaque nouvel essai. (b) Evolution de l'angle de dilatance avec la contrainte normale appliquée.

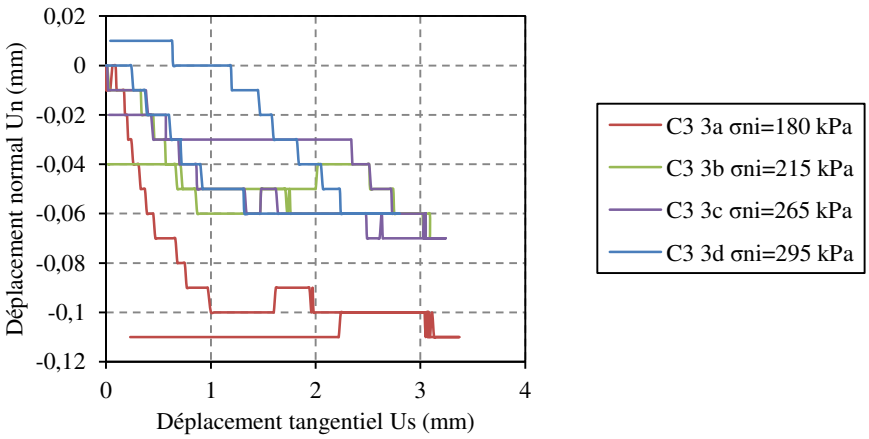


Figure 4.12 Courbes de déplacement normal en fonction du déplacement tangentiel pour une même éprouvette (C3 3), lisse, en conditions sèches avec augmentation de la contrainte normale à chaque essai.

L'éprouvette C3 étant lisse et parfaitement plane, aucune dilatance n'est observée (figure 4.12). La discontinuité est contractante tout au long de l'essai de cisaillement. Cette contractance peut s'expliquer par le fait que les deux épontes ne sont pas parfaitement imbriquées initialement, la contractance est donc maximale lors du premier essai (C3-3A). L'éprouvette reste contractante lors des cycles suivant mais dans une moindre mesure. La contractance lors de ces cycles ultérieurs est due

à l'usure des aspérités de la surface de cisaillement. Ces dernières étant microscopiques dans le cas d'un joint lisse, la contractance est de très faible amplitude.

Ces observations corroborent celles faite précédemment à partir des courbes de cisaillement, et semblent confirmer que les discontinuités des éprouvettes C3-3, C3-1 et A4 correspondent à une rugosité lisse, alors que la discontinuité de l'éprouvette A1 présente une rugosité plus importante.

4.2.2 Discontinuités à forte rugosité

Les éprouvettes issues des sites E et K, présentent respectivement un faciès relativement rugueux, moyennement argileux et un faciès rugueux, très faiblement argileux (cf. chapitre 3). Les éprouvettes testées (n°1 et 3 pour les deux sites) présentent toutes des JRC compris entre 9 et 14 (annexe 5). Les courbes de cisaillement obtenues pour l'ensemble des éprouvettes sont présentées en figures 4.13 et 4.14.

Les courbes présentées en figures 4.13(a) et 4.14(a), correspondent respectivement aux éprouvettes E1 et K1 pour lesquelles le premier chargement normal est faible (σ_{ni} = 30 kPa pour E1 et σ_{ni} = 60 kPa pour K1). A l'inverse, en figures 4.13(b) et 4.14(b) sont présentés les résultats obtenus avec un premier chargement normal fort (σ_{ni} = 150 kPa pour E3 et σ_{ni} = 200 kPa pour E2).

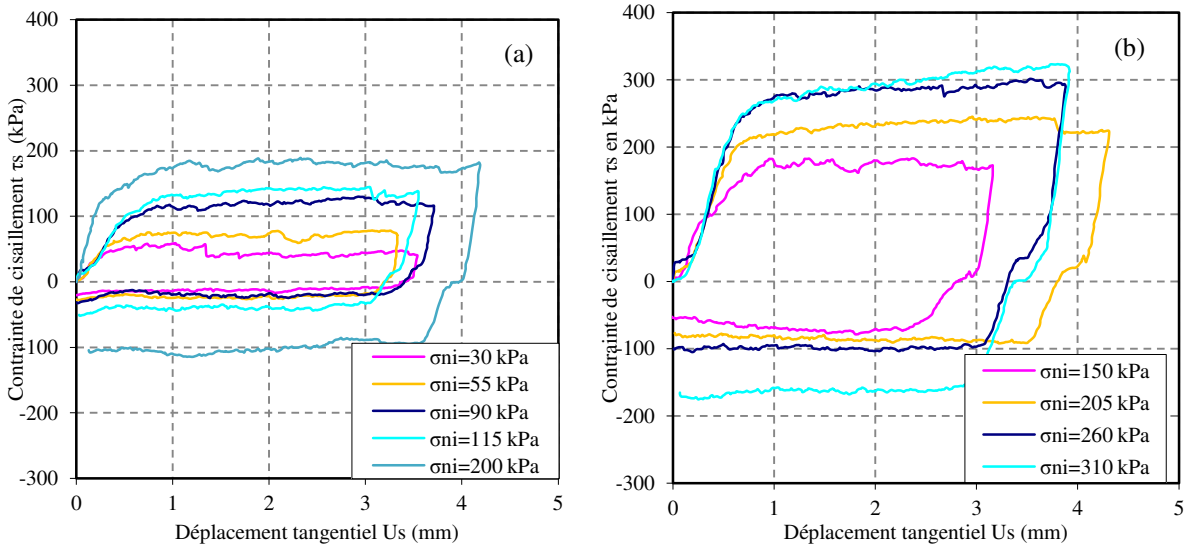


Figure 4.13 (a) Site E - Eprouvette 1 – condition sèche – JRC= 9, σ_{ni}=30 kPa ; (b) Site E - Eprouvette 3 – condition sèche – JRC= 10, σ_{ni}=150 kPa.

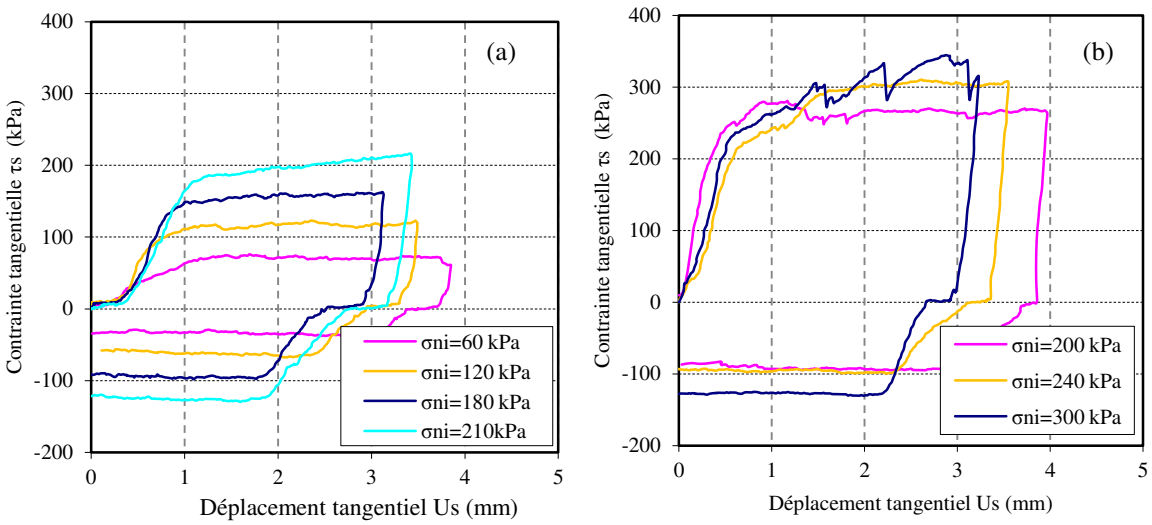


Figure 4.14 (a) Site K- Eprouvette 1 – condition sèche – JRC= 12, σ_{ni}=60 kPa ;
(b) Site K- Eprouvette 3 – condition sèche – JRC= 14, σ_{ni}=200 kPa.

Pour les quatre éprouvettes testées, les courbes ne présentent pas de pic de contrainte tangentielle, l'influence de la rugosité se traduisant par des variations dans la contrainte tangentielle mesurée au niveau du palier, plus marquées que pour des éprouvettes présentant des discontinuités à faible rugosité. La contrainte tangentielle atteinte, à contrainte normale équivalente, est plus élevée dans le cas d'éprouvettes à joint rugueux (telle que l'éprouvette E1) que lisses (telle que l'éprouvette A1).

Comme pour les éprouvettes à faible rugosité, la contrainte tangentielle dans le sens retour est très inférieure à celle dans le sens aller avec une différence aller/retour plus importante dans le cas du joint rugueux. Ce résultat semble logique dans la mesure où une éprouvette plus rugueuse opposera au cisaillement davantage d'aspérités qu'une éprouvette à faible rugosité. En conséquence, la surface de cisaillement sera davantage dégradée dans le cas d'une éprouvette rugueuse, la surface de la discontinuité qui sera réellement opposée au cisaillement dans le sens retour sera donc plus faible. Les épontes des éprouvettes E1, E3 et K3, après cisaillement, sont présentées en figure 4.15.

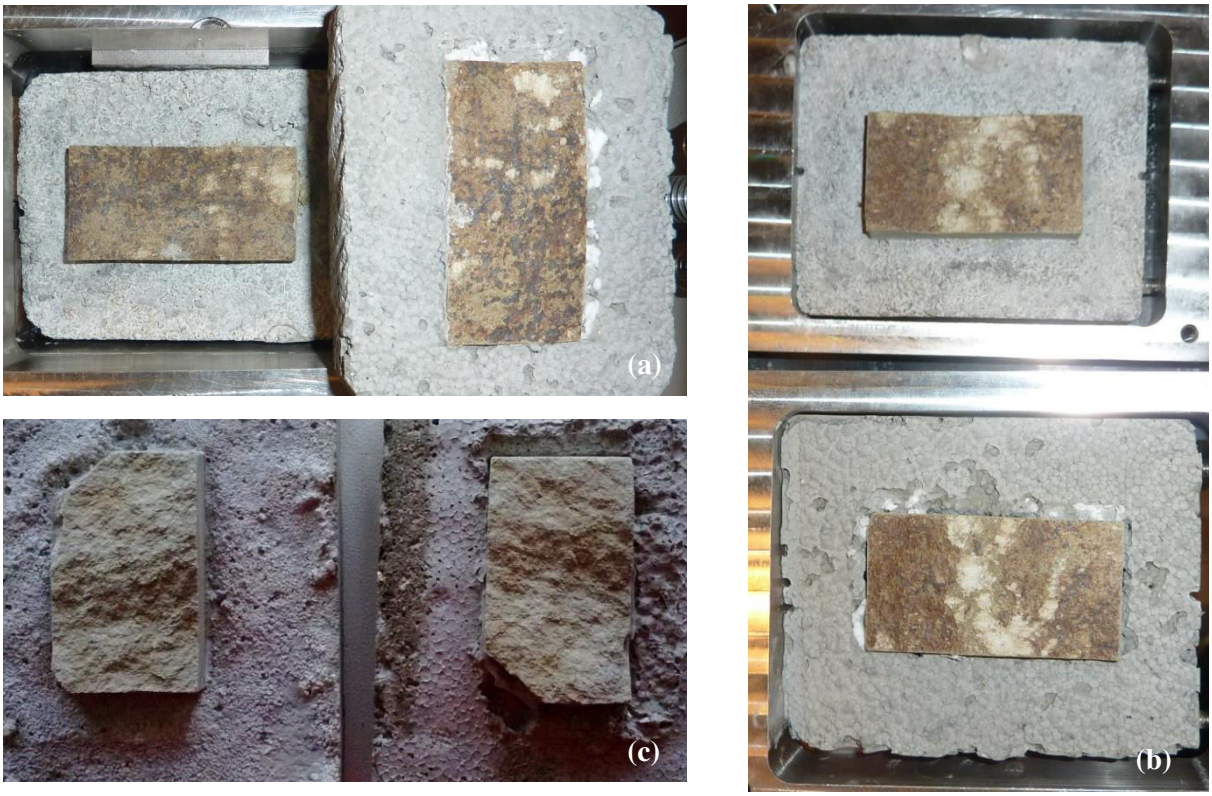


Figure 4.15 Photographies des éprouvettes après cisaillement (a) Eprouvette E1 : zones endommagées en clair.(b) Eprouvette E3 : idem E1. (c) Eprouvette K3 : zones endommagées peu visibles mais présentes sur l'ensemble de la surface des épontes.

Dans le cas de l'éprouvette K3, malgré la forte rugosité du joint testé (JRC estimé de 14), la contrainte tangentielle demeure relativement stable tout au long du palier. Toutefois, pour une contrainte normale de 300 kPa des variations importantes sont à noter et dues principalement à des ruptures brutales de « morceaux » à la surface du plan de cisaillement. A niveau de contrainte normale équivalente (200 kPa), la contrainte tangentielle maximale atteinte par l'éprouvette K3 est fortement supérieure à celle de l'éprouvette E (280 kPa contre 190 kPa) montrant ainsi l'influence importante de la rugosité sur la résistance mécanique du joint. Plus la rugosité sera élevée et plus la résistance au cisaillement le sera également.

Le cisaillement dans le sens retour conduit à une diminution drastique de la contrainte tangentielle de palier qui est divisée par un facteur 2 à 3 par rapport au sens aller. Le palier est, de plus, beaucoup plus stable dans le sens retour ce qui n'était pas observé pour des contraintes normales plus faibles (K1). Une explication possible à ce phénomène est que le cisaillement sous contrainte normale forte entraine un broyage des aspérités plus important et donc une diminution de la rugosité à l'issue du cisaillement aller. Le cisaillement retour est donc effectué avec des épontes « émoussées » qui vont se comporter comme un joint lisse. Enfin, pour l'éprouvette K1, on note un déplacement horizontal en début d'essai n'entrainant pas ou peu d'augmentation de contrainte ce qui peut s'expliquer par un contact imparfait des deux épontes (dû principalement au faible niveau de contrainte normale appliquée).

Les courbes de déplacement normal en fonction du déplacement tangentiel sont présentées en figures 4.16 et 4.17 respectivement pour les éprouvettes E1 et K3.

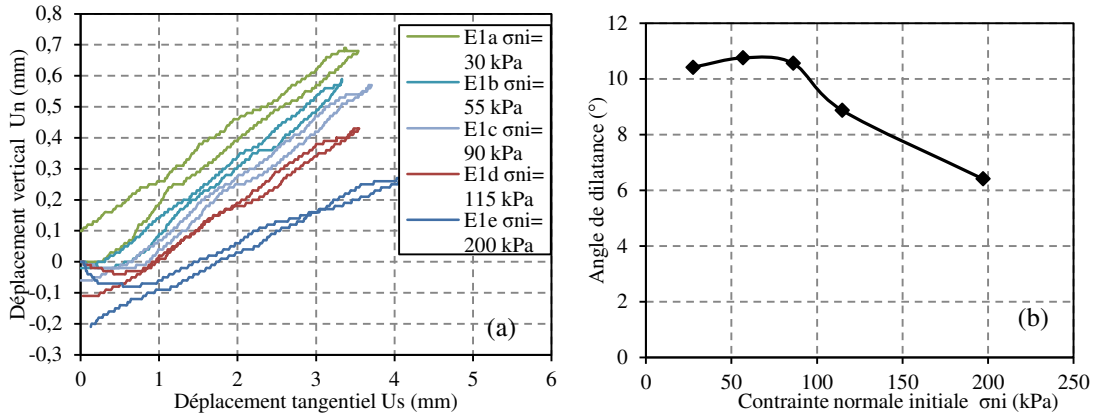


Figure 4.16 (a) Courbes de déplacement normal en fonction du déplacement tangentiel pour une même éprouvette (E1), rugueuse, en conditions sèches avec augmentation de la contrainte normale à chaque nouvel essai. (b) Evolution de l'angle de dilatance avec la contrainte normale appliquée.

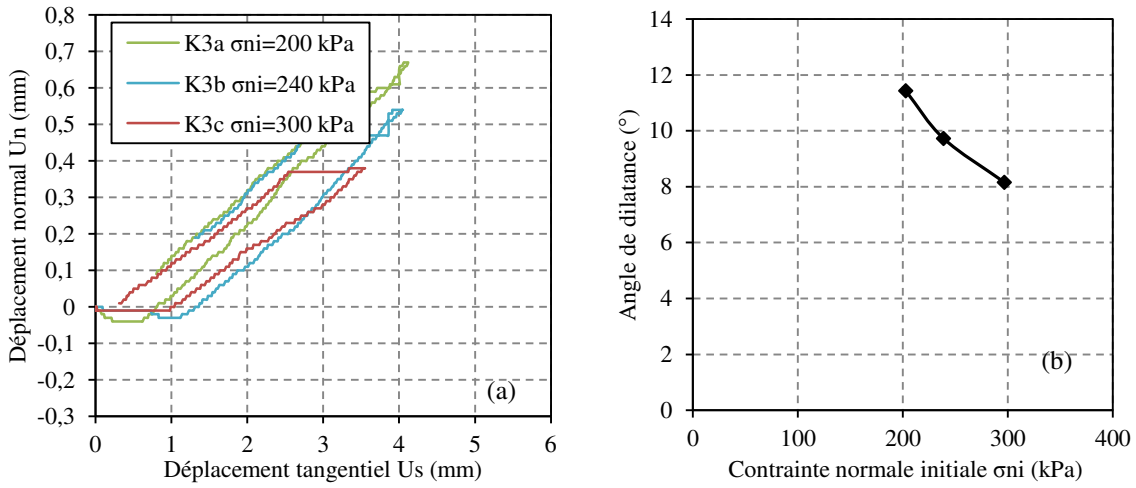


Figure 4.17 (a) Courbes de déplacement normal en fonction du déplacement tangentiel pour un même éprouvette (K3), rugueux, en conditions sèches avec augmentation de la contrainte normale à chaque nouvel essai. (b) Evolution de l'angle de dilatance avec la contrainte normale appliquée.

Pour les deux sites E et K, une courte phase de contractance en début d'essai puis une phase de dilatance se caractérisant par un déplacement normal important ont été observés (figures 4.16(a) et 4.17(a)). L'augmentation de la contrainte normale appliquée entraine une diminution de la dilatance et de l'angle calculé (figures 4.16(b) et 4.17(b)). Du fait de la rugosité de l'éprouvette K3 plus importante que celle de l'éprouvette E1, l'angle de dilatance calculé est également plus important à contrainte normale égale.

4.2.3 Conclusions

Dans cette partie, différents types de comportement au cisaillement ont été observés selon le type de joint testé. Les discontinuités peuvent être grossièrement divisées en deux catégories : faiblement rugueuses, fortement rugueuses. La teneur en argiles des éprouvettes au sein de ces deux catégories est variable d'un site à l'autre et n'est pas directement liée à la rugosité des épontes.

Les discontinuités faiblement rugueuses présentent un comportement exclusivement contractant si elles sont parfaitement planes. Ce résultat, peut s'expliquer principalement par la déformabilité de la matrice constitutive de l'éponte. C'est cette dernière qui se déforme sous l'action de la contrainte normale et entraine un comportement contractant de l'éprouvette. Néanmoins si la planéité de la discontinuité n'est pas parfaite, un comportement dilatant peut être observé et est principalement conditionné par la géométrie de la discontinuité. Au cours du cisaillement, la contrainte tangentielle atteint un palier dans le sens aller, sans passer par un pic de contrainte (ou s'il est présent, il est peu marqué). Dans le sens retour, dans le cas d'une discontinuité peu rugueuse et parfaitement plane (éprouvette C3), la contrainte tangentielle maximale atteinte est la même que dans le sens aller. Si la discontinuité n'est pas plane, on obtient en revanche une contrainte tangentielle plus faible dans le sens retour.
Les discontinuités rugueuses testées présentent un comportement dilatant qui se réduit avec l'augmentation de la contrainte normale appliquée (diminution également de l'angle de dilatance). De même que pour les discontinuités peu rugueuses aucun pic de contrainte n'est observé au cours de l'essai. La contrainte tangentielle maximale atteinte dans le sens retour est inférieure à celle du sens aller.

Compte tenu de la nature fortement argileuse de certains des schistes testés, la présence d'eau lors du cisaillement peut avoir une influence importante sur la résistance au cisaillement des discontinuités. Sur le même principe que pour les essais en conditions sèches, les résultats des cisaillements pour une partie représentative des discontinuités testées est présentée au paragraphe 4.3.

4.3 Influence de la présence d'eau sur les courbes de cisaillement

La moitié des éprouvettes testées en cisaillement a été testée en conditions humides. La discontinuité était immergée dans l'eau, directement dans la boîte de cisaillement, cinq minutes avant l'application du chargement normal et le début de l'essai ceci afin de complètement humidifier la surface à cisailler. Le cisaillement en conditions humides a été réalisé à la même vitesse que les cisaillements secs soit 0,5mm/min. Les résultats des cisaillements pour les mêmes sites que pour les essais en conditions sèches sont présentés afin de comparer les résultats.

4.3.1 Discontinuités à faibles rugosité

Les cycles de cisaillement ont été réalisés sur les éprouvettes A5 et C3-4 pour une contrainte normale initiale sur le premier cycle faible (respectivement σ_{ni} = 65 kPa pour E1 et σ_{ni} = 80 kPa) et A8 et C3-6 pour les éprouvettes soumises à une contrainte normale initiale sur le premier cycle forte (respectivement σ_{ni} = 140 kPa pour E1 et σ_{ni} = 175 kPa). Du fait de la taille variable des éprouvettes et du faible degré de flexibilité offert par le dispositif de chargement normal (masses amovibles), les contraintes normales appliquées en conditions humides ne sont pas exactement identiques à celles en conditions sèches. Les éprouvettes testées présentent un JRC variant entre 2 et 5 (2 à 3 pour les discontinuités "sèches"). Comme pour les essais en conditions sèches l'absence de pic de contrainte est notable mais la présence de palier de contrainte peut être observée (figures 4.18 et 4.19). Les contraintes tangentielles atteintes au cours de l'essai dans le sens aller sont largement inférieures à celles obtenues en conditions sèches pour l'ensemble des éprouvettes testées.

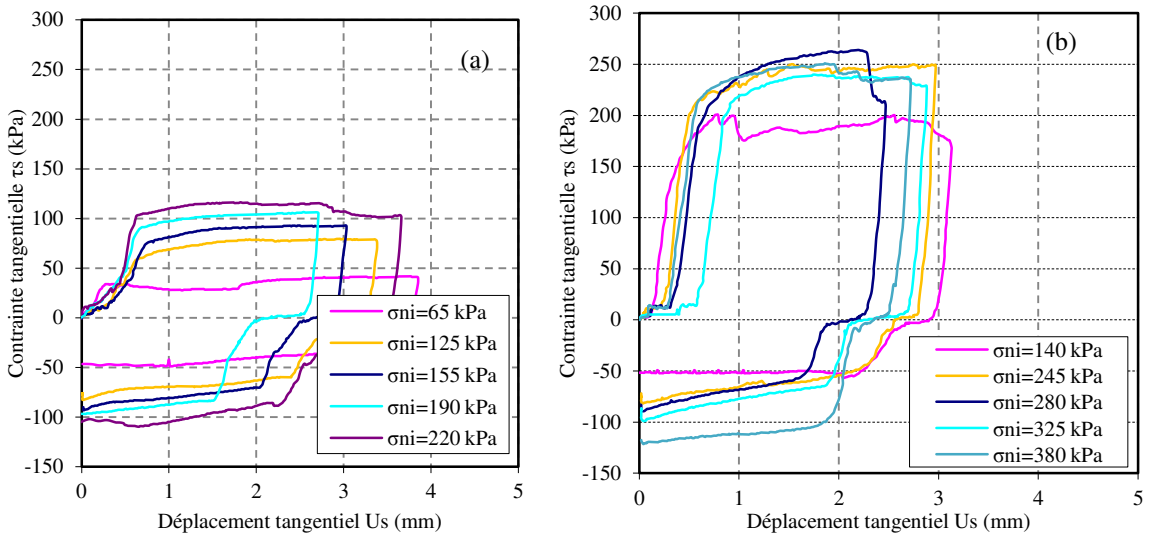


Figure 4.18 (a) Site A - Echantillon 5 – conditions humides– JRC= 5, σ_{ni}=65 kPa ; (b) Site A - Echantillon 8 – conditions humides– JRC= 5, σ_{ni}=140 kPa.

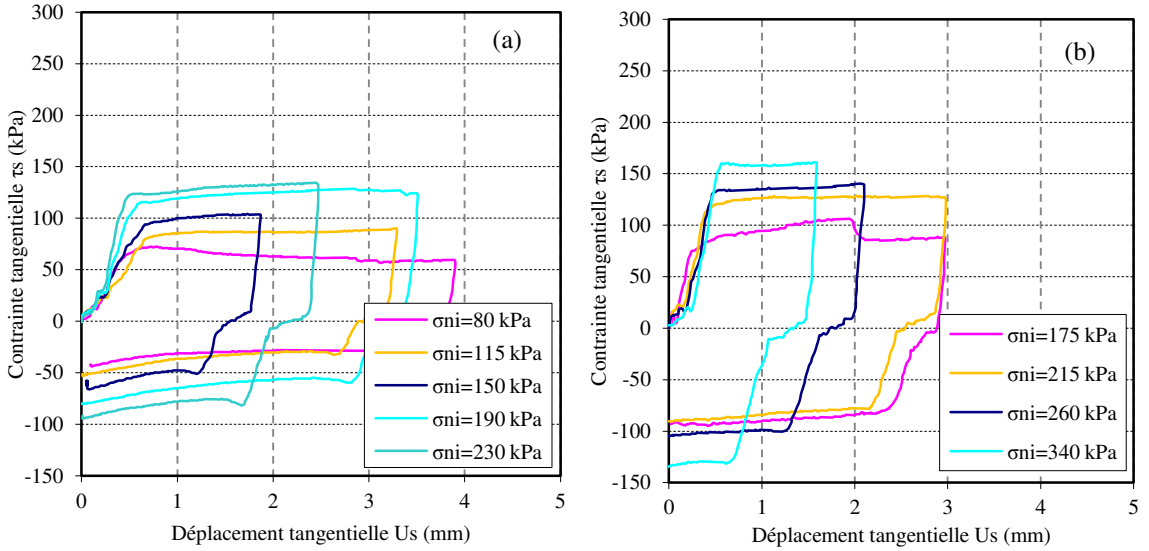


Figure 4.19 (a) Site C3- Echantillon 4 – conditions humides – JRC= 2, σ_{ni}=80 kPa ; (b) Site C3- Echantillon 6 – conditions humides – JRC= 4, σ_{ni}=175 kPa.

Cette diminution peut être observée pour tous les niveaux de contrainte normale testés. Les sites A et C3 présentant un faciès argileux, l'impact important de la présence d'eau dans le plan de cisaillement n'est pas surprenante. En effet, sous l'effet combiné de la contrainte normale et de l'eau, la formation d'une fine couche « boueuse » sur les surfaces de cisaillement a pu être observée après essai. Cette couche, qui est principalement constituée de particules qui sont arrachées pendant le cisaillement et mélangés à l'eau, va jouer le rôle de lubrifiant du plan de cisaillement et réduire en conséquence la contrainte tangentielle maximale atteignable par le joint par rapport à un essai à sec. Le matériau s'hydrate et se déforme donc davantage limitant également la contrainte tangentielle maximale atteinte.

Dans le sens retour, les contraintes tangentielles atteintes sont plus faibles que dans le sens aller pour la majorité des éprouvettes. A ce niveau, le comportement des discontinuités en conditions humides est comparable à celui des éprouvettes peu rugueuses en conditions sèches pour lesquelles une diminution de la contrainte tangentielle atteinte pendant le cisaillement retour était observée. La diminution de la contrainte tangentielle entre le sens aller et le sens retour variait selon les éprouvettes entre 20 et 60% que ce soit en conditions sèche ou humide.

L'essai, réalisé sur l'éprouvette C3-6 montre que l'impact de la présence d'eau sur le comportement du joint lisse tend à s'accentuer avec l'augmentation de la contrainte normale appliquée. En effet, comme le montre la figure 4.19, la diminution de la valeur du plateau de contrainte tangentielle pour les deux premiers niveaux de contrainte normale (σ_{ni} égale à 175 et 215 kPa) est réduite par rapport à l'éprouvette C3-3. La diminution n'apparait que pour les contraintes normales plus élevées 260 et 340 kPa.

Les courbes de déplacement normal en fonction du déplacement tangentiel (figure 4.20) révèlent un comportement exclusivement contractant des éprouvettes A5 et C3-6. Dans les deux cas, la contractance est maximale lors du premier essai sous la contrainte normale la plus faible. Cela correspond à l'usure de la couche superficielle hydratée des épontes. Une fois cette couche cisaillée elle reste présente et lubrifie les épontes qui sont donc moins endommagées par le cisaillement lors des cycles suivants (conduisant à une contractance plus faible). L'augmentation de la contrainte normale au-delà d'un certain seuil entraine le cisaillement d'une nouvelle couche hydratée et donc une contractance plus importante (essai A5e ou C3-6d). Il est intéressant de noter que la contractance reste très faible dans l'absolue (inférieure à 0,2mm) et est donc caractéristique de discontinuités peu rugueuses.

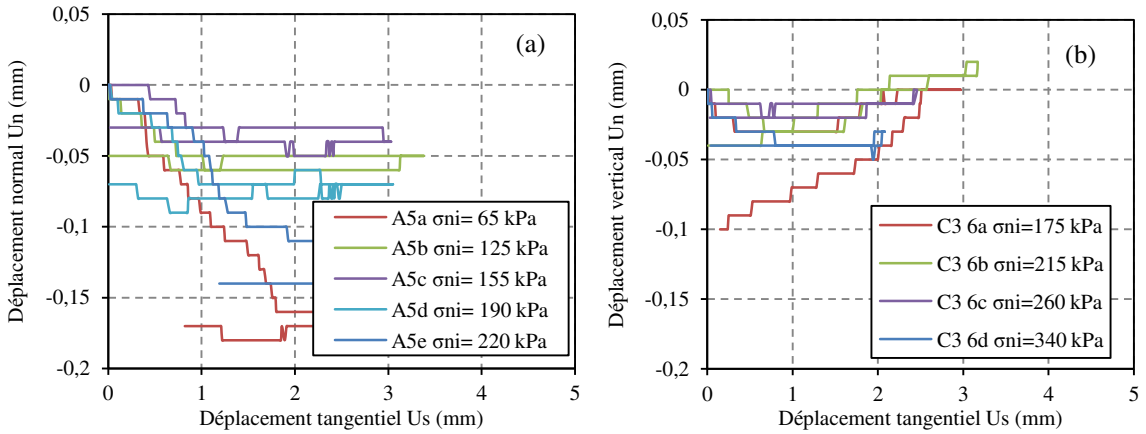


Figure 4.20 Courbes de déplacement normal en fonction du déplacement tangentiel pour une même éprouvette. (a) Eprouvette A5.(b) Eprouvette C3-6, peu rugueuse, en conditions humides avec augmentation de la contrainte normale à chaque essai.

4.3.2 Discontinuités à forte rugosité

Les cycles de cisaillement ont été réalisés sur les éprouvettes E4 et K7 à des niveaux de contrainte normale initiale faibles (respectivement σ_{ni} = 55 kPa pour E1 et σ_{ni} = 100 kPa) et sous des contraintes normales plus importantes (σ_{ni} = 175 kPa pour E1 et σ_{ni} = 170 kPa) respectivement pour les éprouvettes E10 et K8.

Les courbes de contraintes tangentielles en fonction du déplacement tangentielles (figure 4.21), pour le site E, montrent un comportement proche de celui observé en conditions sèches. L'absence de pic de contrainte est notable tout comme une fluctuation prononcée de la contrainte tangentielle durant le cisaillement (aller et retour) due à la rugosité prononcée de l'éprouvette. Contrairement aux prélèvements A et C3 qui présentent un faciès argileux, le site E présente un faciès gréseux et la surface des épontes est recouverts d'une couche d'oxydes de couleur rouille. Les niveaux de contrainte tangentielle maximum sont du même ordre de grandeur qu'en conditions sèches. En effet, pour une contrainte normale initiale de 55 kPa à sec, la contrainte tangentielle moyenne du palier, dans le sens de cisaillement aller est de 70 kPa tandis qu'elle est de 75 kPa pour une même contrainte normale initiale en conditions humides.

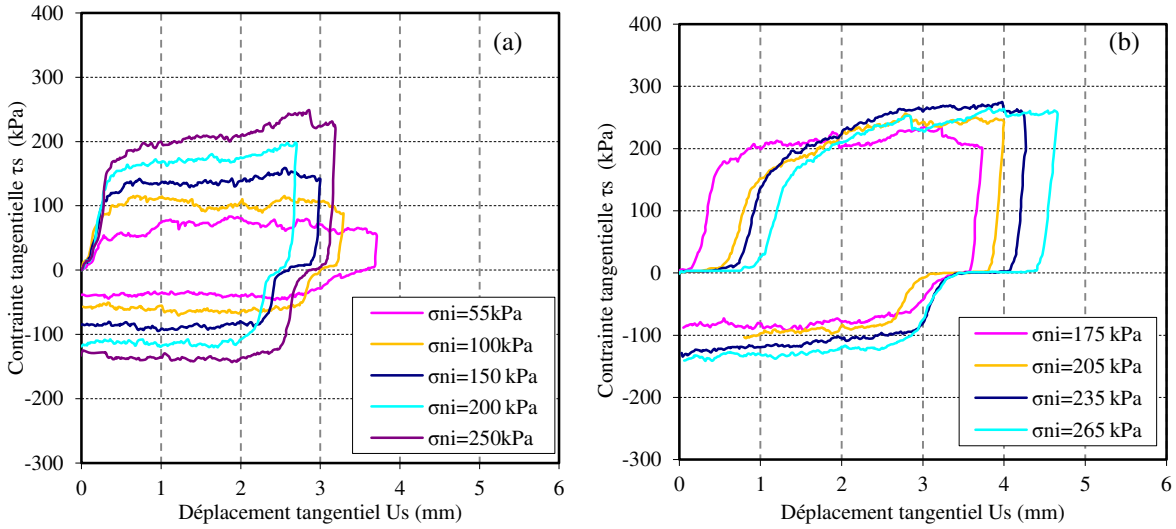


Figure 4.21 (a) Site E - Echantillon 4 – conditions humides – JRC= 8, σ_{ni}=55 kPa ; (b) Site E - Echantillon 10 – conditions humides – JRC= 9, σ_{ni}=175 kPa.

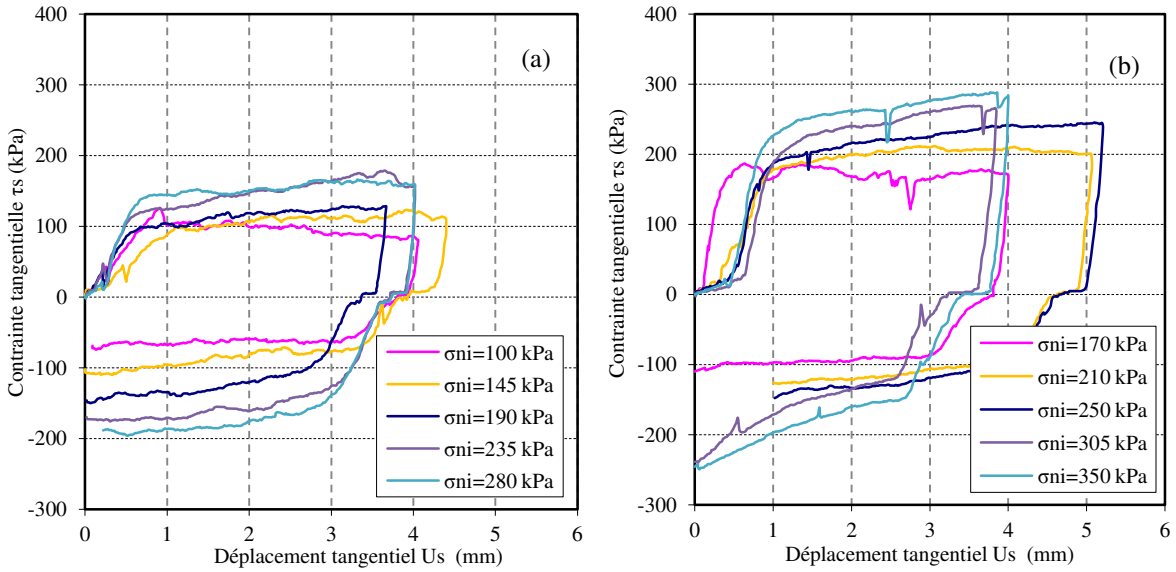


Figure 4.22 (a) Site K - Echantillon 7 – conditions humides – JRC= 7, σ_{ni}=100 kPa ; (b) Site K - Echantillon 8 – conditions humides – JRC= 13, σ_{ni}=170 kPa.

Les conclusions sont les mêmes pour le sens de cisaillement retour : la contrainte tangentielle atteinte au niveau du palier est beaucoup plus faible que dans le sens aller (idem à ce qui a été observé en conditions sèches) et cette diminution est due principalement à la dégradation des surfaces des épontes (cisaillement et broyage des aspérités). La présence d'eau pendant le cisaillement de cette éprouvette semble donc avoir peu d'influence sur sa résistance.

Dans le cas du site de prélèvement K (figure 4.22) qui présente une plus forte rugosité et une plus faible teneur en argile que le prélèvement E, la contrainte tangentielle tend vers un palier que ce soit pour une contrainte initiale faible ou forte.

Pour les cycles ultérieurs au premier, le palier est atteint après un cisaillement sur une distance assez importante (supérieure à 4mm). Le site de prélèvement K étant fortement granulaire il est possible que l'augmentation de la contrainte normale ne soit pas suffisante pour compenser l'endommagement subi durant le premier cycle.

Il intéressant de noter également la présence de plusieurs ruptures brutales de la contrainte tangentielle au cours des différents cycles de cisaillement pour l'éprouvette K8. Ces « décrochages » traduisent un comportement fragile du matériau constitutif du joint avec des ruptures importantes et localisées. Ce comportement semble logique dans la mesure où l'éprouvette présente une rugosité forte (JRC estimé à 13).

En comparant les résultats obtenus avec ceux de l'éprouvette K3 (JRC de 14), en conditions sèches, la contrainte tangentielle atteinte, à niveau de contrainte normale équivalent, diminue. Ce résultat est important dans la mesure où le site de prélèvement K présente une très faible teneur en argile, la diminution de la résistance au cisaillement du joint est donc principalement due à la lubrification du joint. Néanmoins, une diminution de la résistance à la compression uniaxiale du site K a été observée avec l'augmentation de sa teneur en eau dans la partie précédente ce qui conduit également à supposer que la présence d'eau lors du cisaillement va influer sur la résistance des aspérités des épontes qui seront donc plus fragiles.

Les courbes de déplacement normal en fonction du déplacement tangentiel pour les éprouvettes E4 et K8 sont tracées en figures 4.23 et 4.24). Dans les deux cas apparaît une phase de contractance au début de l'essai avant d'avoir un comportement dilatant. Toutefois, la comparaison avec les éprouvettes en conditions sèches, montre que la dilatance en milieu humide est beaucoup plus faible (environ deux fois plus faibles à contrainte normale et déplacement tangentiel équivalents). De même, l'angle de dilatance est plus faible pour le joint cisaillé en conditions humides et diminue avec l'augmentation de la contrainte normale. Le mécanisme par lequel l'eau agit sur la dilatance n'est pas clair, néanmoins l'hypothèse peut être faite qu'une partie de l'eau (même si elle est faible dans le cas des sites E et K) est absorbée par le matériau et va lui permettre de subir des déformations élastiques plus importantes qu'à sec et de ce fait limiter la dilatance (cette hypothèse demeure plausible dans la mesure où une diminution de la résistance à la compression uniaxiale est observée pour les éprouvettes humides, traduisant une déformabilité plus forte de la matrice rocheuse, cf chapitre 4).

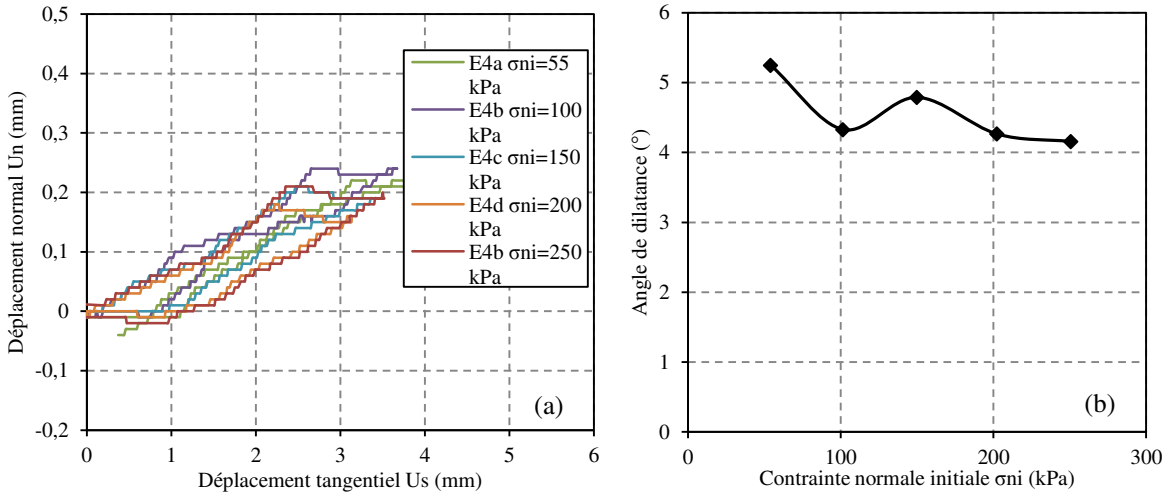


Figure 4.23 (a) Courbes de déplacement normal en fonction du déplacement tangentiel pour un même éprouvette (E4), rugueux, en conditions humides avec augmentation de la contrainte normale à chaque nouvel essai. (b) Evolution de l'angle de dilatance avec la contrainte normale appliquée.

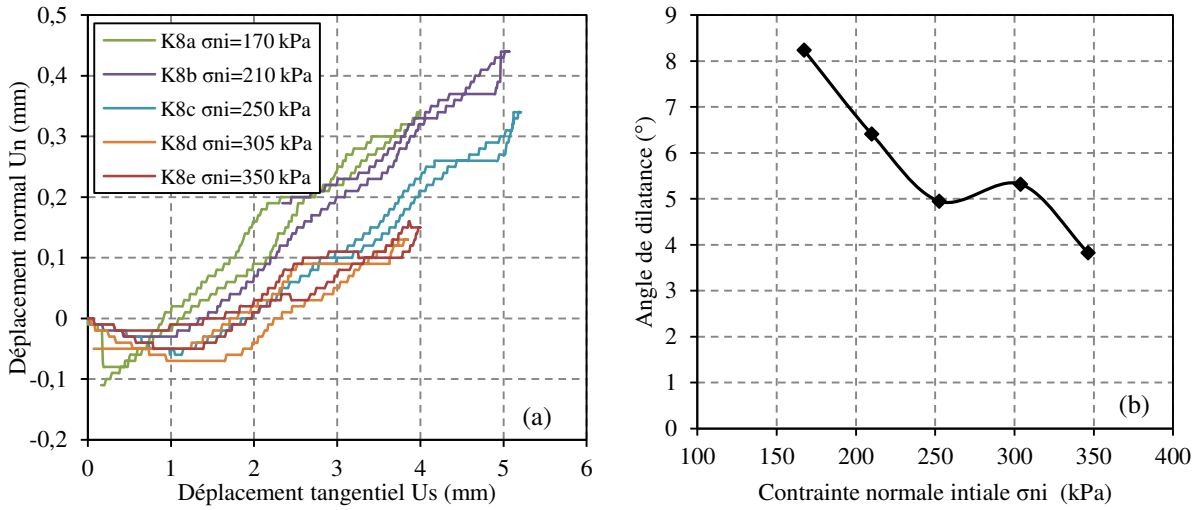


Figure 4.24 (a) Courbes de déplacement normal en fonction du déplacement tangentiel pour un même éprouvette (K8), rugueux, en conditions humides avec augmentation de la contrainte normale à chaque nouvel essai. (b) Evolution de l'angle de dilatance avec la contrainte normale appliquée.

4.3.3 Conclusions

La présence d'eau durant le cisaillement ne modifie pas le comportement des discontinuités par rapport à des essais en condition sèche. Les discontinuités peu rugueuses demeurent contractantes avec des paliers de contrainte tangentielle clairement identifiés tandis que les discontinuités rugueuses alternent entre un comportement contractant en début d'essai puis dilatant dans un second temps et une contrainte tangentielle variable autour d'un palier.

Toutefois, la présence d'eau a une influence notable sur les résistances au cisaillement des éprouvettes testées. En effet, les résistances en conditions humides sont inférieures à celles obtenues en condition sèche, le phénomène s'accentuant avec l'augmentation de la contrainte normale appliquée et ceci bien que l'immersion de l'éprouvette soit de courte durée. Des essais complémentaires seraient nécessaires

pour quantifier l'influence de la présence d'eau à plus long terme et qui peut être importante par comparaison aux essais de compression uniaxiale réalisés sur des éprouvettes immergés pendant 7 jours (cf. chapitre 4).

4.4 Exploitation des résultats d'essais

4.4.1 Procédure d'exploitation

L'exploitation des essais de cisaillement est présentée pour chaque site testé, en conditions sèches et humides. Pour chaque discontinuité cisaillée la cohésion apparente et l'angle de frottement ont été calculés. Généralement, ces paramètres sont déterminés par la contrainte de cisaillement au pic pour différents niveaux de contrainte normale et sur plusieurs éprouvettes. Dans les cas des essais menés sur les schistes du Briovérien, c'est la contrainte de cisaillement au niveau du palier qui a été considérée. En effet, la majorité des éprouvettes ne présentaient pas de pic de contrainte. En conséquence, pour les sites où un pic de contrainte est observable pour chaque éprouvette, le couple (σ_{pic},τ_{pic}) correspondant sera utilisé pour tracer la droite correspondante dans le plan de Mohr. Dans les autres cas la contrainte tangentielle résiduelle où le long du palier sera considérée. Cette contrainte tangentielle (moyennée le long du palier) sera associée à 3 contraintes normales correspondant respectivement à : la contrainte normale atteinte au début du palier, la contrainte normale moyenne le long du palier et la contrainte normale à l'issue du palier (correspondant à l'amorce du cisaillement retour ou le retour en position d'origine selon le sens de cisaillement). Le début du palier est pris égal au premier point où la contrainte tangentielle par rapport au point précédent présente une variation inférieure à 0,5 kPa.

Les essais étant réalisés en cisaillant l'éprouvette sur une faible distance et sous une contrainte normale faible dans l'absolu, cette dernière ne varie que de manière modérée au cours de l'essai. Le choix a été fait de ne considérer *in fine* que la contrainte normale moyenne.

Pour chaque essai, la rigidité tangentielle du joint, définie comme étant la pente de la partie linéaire de la courbe (contrainte tangentielle, déplacement tangentiel) est calculée dans le sens aller et dans le sens retour. Pour les éprouvettes présentant un comportement dilatant, l'angle de dilatance est déterminé à partir de la courbe (U_n, U_s). Cette rigidité est une donnée intéressante qui pourra être utilisé pour la modélisation de discontinuités grâce à la méthode des différences finies.

Les résultats détaillés pour chaque éprouvette sont présentés en annexe 6, seuls les résultats moyennés par site étant présentés dans ce chapitre.

Dans le cas des cisaillements en conditions humides, tracer la droite de régression linéaire présentant le coefficient de détermination le plus élevé conduit parfois à l'obtention d'une cohésion supérieure à celle obtenue pour les essais à secs. Afin de s'affranchir de ce phénomène qui n'a pas de sens physique, la cohésion obtenue avec les cisaillements en conditions humides sera limitée par la cohésion obtenue avec les essais en conditions sèches.

4.4.2 Résultats détaillés pour les sites E et L

Comme présenté dans le paragraphe 3.2, plusieurs éprouvettes sont testées par site, et par condition (sec ou humide). Pour chaque éprouvette testée, plusieurs cisaillements à différentes valeurs de la

contrainte normale ont été réalisés. Les résultats obtenus pour la totalité des éprouvettes testées sont donnés en annexe 6.

- Site E

Pour les éprouvettes issues du site E (faciès gréseux, forte rugosité) les résultats obtenus, en conditions sèches, dans le sens aller, sont présentés figure 4.25 ci-dessous.

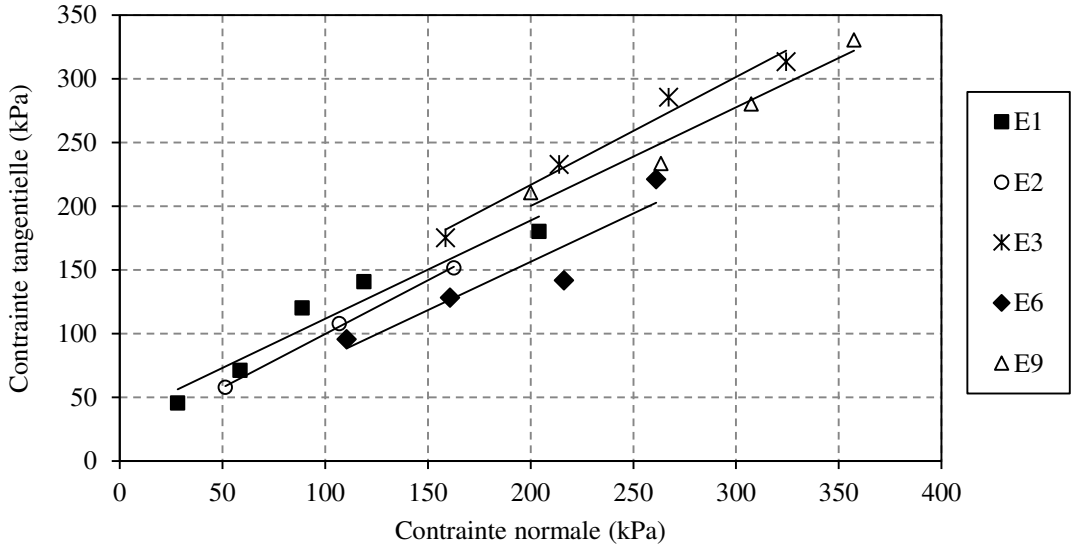


Figure 4.25 Couples (σ_{palier},τ_{palier}) dans le plan de Mohr pour les éprouvettes issues du prélèvement E en conditions sèches.

Malgré une certaine dispersion, les points sont globalement alignés selon une droite dont la pente peut être déterminée (tan(φ)) ainsi que l'ordonnée à l'origine (cohésion). Les valeurs de c, phi et R² par éprouvette sont présentées dans le tableau 4.1. La variabilité inter-éprouvette importante peut être rapprochée des résultats de Barton et Bandis (1980) cf. §2.2 qui montrent notamment une influence de la taille de l'éprouvette et de la rugosité de la surface des épontes. La variabilité inter-éprouvettes s'exprime principalement au niveau de la cohésion (écart-type important) tandis que les angles de frottement sont proches.

Tableau 4.1 Tableau de résultats pour les différentes éprouvettes du site E.

Eprouvette	C' (kPa)	φ' (°)	R²
E1	12	48	0,98
E2	15	40	0,99
E3	47	40	0,98
E6	4	37	0,87
E9	45	38	0,95
Ecart type	19,9	4,3	/
Coefficient de variation	0,81	0,11	/
Ensemble des essais	19	41	0,93

Pour appréhender l'influence du mode de réalisation de l'essai, la figure 4.26 présente l'ensemble des points issus de l'ensemble des éprouvettes testées. Sur cette figure, sont repérés les points correspondant à la limite de résistance au cisaillement déterminée sur le premier chargement (en vert et rouge, respectivement pour les conditions sèches et humides) et pour les chargements ultérieurs (en noir et blanc). Aucune tendance significative n'est observable entre ces points et ceux issus de phases de cisaillement réalisées à la suite de plusieurs chargements. Les angles de frottement et cohésion dans le sens aller et retour sont présentés au §4.4.8.

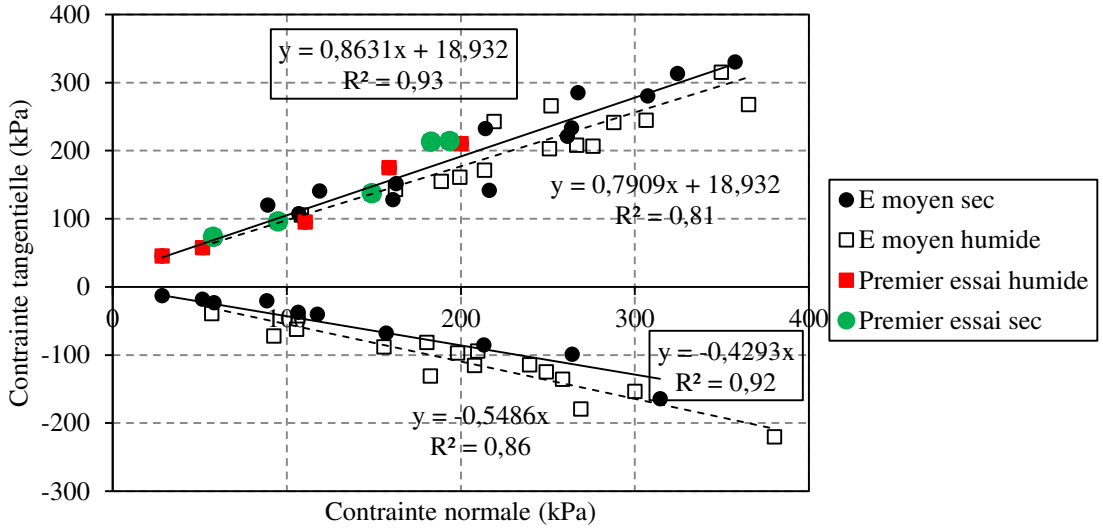


Figure 4.26 Couples (σ_{palier},τ_{palier}) dans le plan de Mohr-Coulomb pour la totalité des cisaillements menés sur les éprouvettes du site E, en conditions sèches et humides, dans le sens aller et retour (contrainte tangentielle négative). En pointillés la régression pour les essais en conditions humides.

➢ Site L

Pour les éprouvettes issues du site L (faciès argileux, faible rugosité) les résultats obtenus, en conditions sèches, dans le sens aller, sont présentés figure 4.27 ci-dessous.

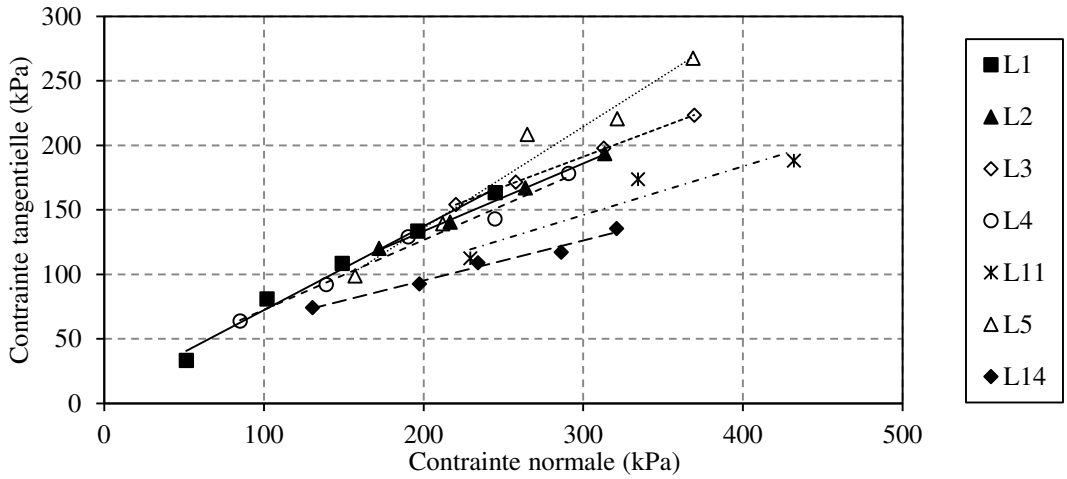


Figure 4.27 Couples (σ_{palier},τ_{palier}) dans le plan de Mohr pour les éprouvettes issues du prélèvement E en conditions sèches.

Comme pour le site E, les essais menés sur une même éprouvette conduisent à une évolution linéaire des couples (σ_{palier},τ_{palier}) mais à une variabilité plus importante entre éprouvettes au niveau de l'angle de frottement (tableau 4.2), l'écart type de la cohésion étant du même ordre de grandeur que pour le site E.

Tableau 4.2 Tableau de résultats pour les différentes éprouvettes du site L.

Eprouvette	C' (kPa)	φ' (°)	R²
L1	7	33	0,99
L2	28	28	0,99
L3	51	25	1
L4	18	28	0,98
L5	0	35	0,96
L11	33	21	0,9
L14	33	17	0,98
Ecart type	16	5,9	/
Ensemble des essais	22,5	27	0,75

En considérant les résultats des premiers essais uniquement, la variabilité observée est équivalente à celle inter-éprouvettes (figure 4.28) comme cela a été noté pour le site E.

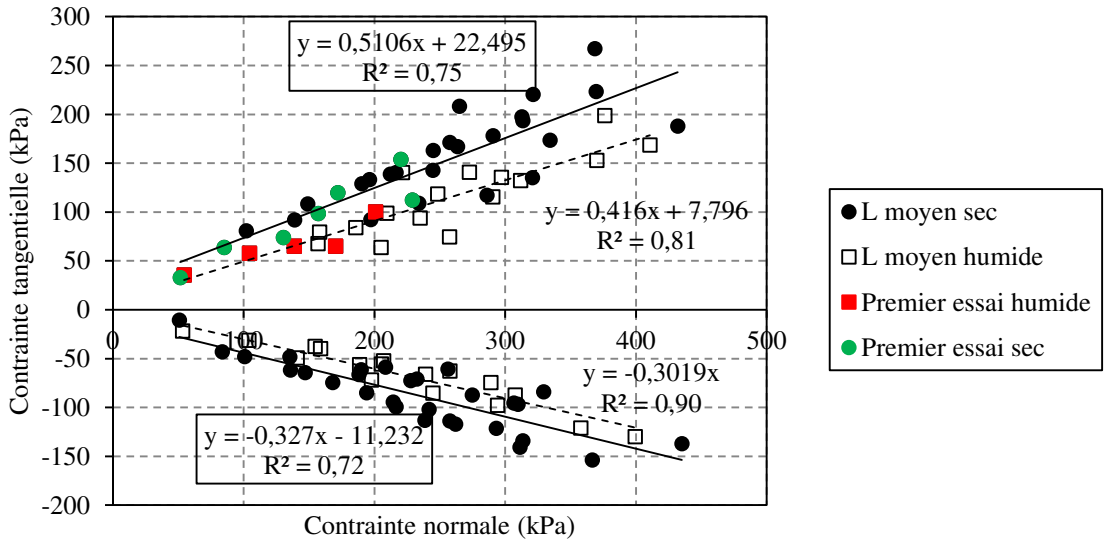


Figure 4.28 Couples (σ_{palier},τ_{palier}) dans le plan de Mohr pour les éprouvettes issues du prélèvement E en conditions sèches.

Dans ce paragraphe, deux sites très différents ont été testés (E gréseux/rugueux et L argileux/peu rugueux). Il apparait que les variabilités intra-site et inter-sites en termes de cohésion sont très proches (moyenne et écart type du même ordre de grandeur). Toutefois la différence entre les deux sites est davantage marquée en termes d'angle de frottement avec des écart-types intra-site faibles et des angles de frottement moyens très différents (27° pour le site L contre 41° pour le site E).

Pour chaque site, les valeurs de cohésion et d'angle de frottement seront donc déterminées à partir des résultats obtenus avec l'ensemble des éprouvettes testées.

4.4.3 Site A

Le faciès de ce site est de type argileux et les discontinuités sont peu à moyennement rugueuses (JRC moyen de 5). Les essais ont été menés sur 4 éprouvettes en conditions sèches et 4 éprouvettes en conditions humides. Les courbes d'essais ne présentant pas de pics clairement identifiables, l'exploitation a été menée en considérant les paliers de contraintes tangentielles. Les couples (σ_{palier},τ_{palier}) pour l'ensemble des éprouvettes du site A cisaillées dans le sens aller et retour sont présentés en figure 4.29.

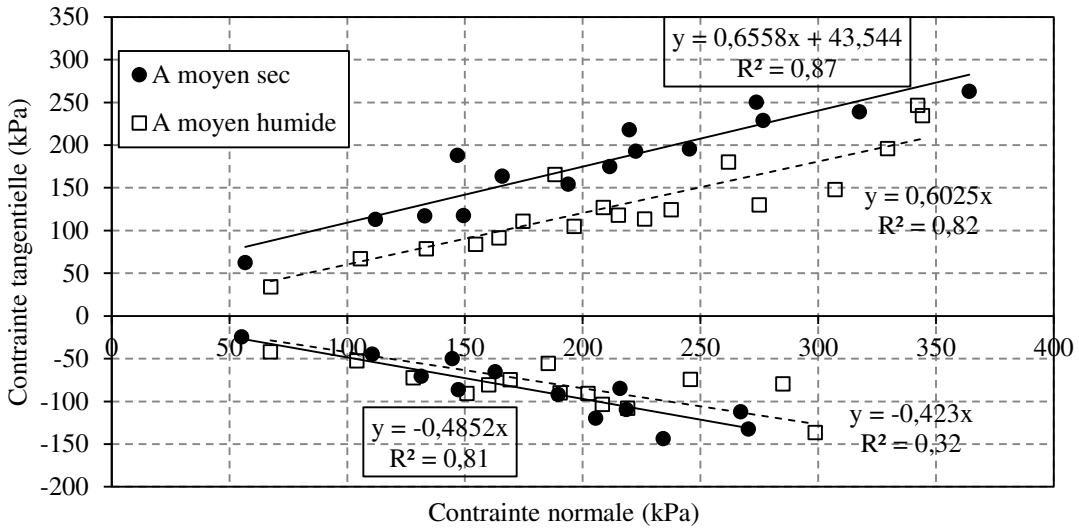


Figure 4.29 Evolution de la contrainte tangentielle moyenne du palier en fonction de la contrainte normale moyenne le long du palier, dans les sens de cisaillement aller et retour, pour les éprouvettes sèches et les éprouvettes cisaillés en conditions humides (site A).

Sur la figure 4.29, sont présentées différents ajustements linéaires qui montrent que la présence d'eau lors du cisaillement a peu d'influence sur l'angle de frottement du matériau dans le sens aller puisqu'il passe de 33,3° en conditions sèches à 31,1° en conditions humides. En revanche, la cohésion du joint est fortement diminuée passant de 43,5 kPa à une cohésion nulle.
Dans le sens de cisaillement retour, une diminution de l'angle de frottement par rapport au sens "aller" est observée que ce soit en condition sèche ou humide. La réduction est modérée en condition sèche (réduction de 33,3° à 27°) avec toutefois l'apparition d'une cohésion positive qui n'a pas de sens physique. L'angle de frottement est réduit à 25° en imposant un passage par l'origine c'est-à-dire une cohésion nulle. La diminution de l'angle de frottement est beaucoup plus marquée en présence d'eau (divisée par 2, passant de 31° à 15°) mais s'accompagne de l'apparition d'une cohésion apparente élevée (32 kPa). En imposant une cohésion nulle l'angle de frottement est de 23°.
La présence d'eau durant le cisaillement des éprouvettes issues du site A s'accompagne donc d'une diminution des caractéristiques mécaniques mesurées. Cette diminution peut sans doute s'expliquer d'une part par le rôle de « lubrifiant » que va jouer l'eau au niveau du joint mais également par la nature argileuse des éprouvettes. En effet, le matériau argileux qui aura été broyé lors du cisaillement aller va réagir avec l'eau pour former une pellicule en surface du joint qui va faciliter le glissement des épontes.
La diminution des caractéristiques mécaniques entre le sens aller et le sens retour est logique et le mécanisme l'expliquant a déjà été traité dans le paragraphe 4.1.

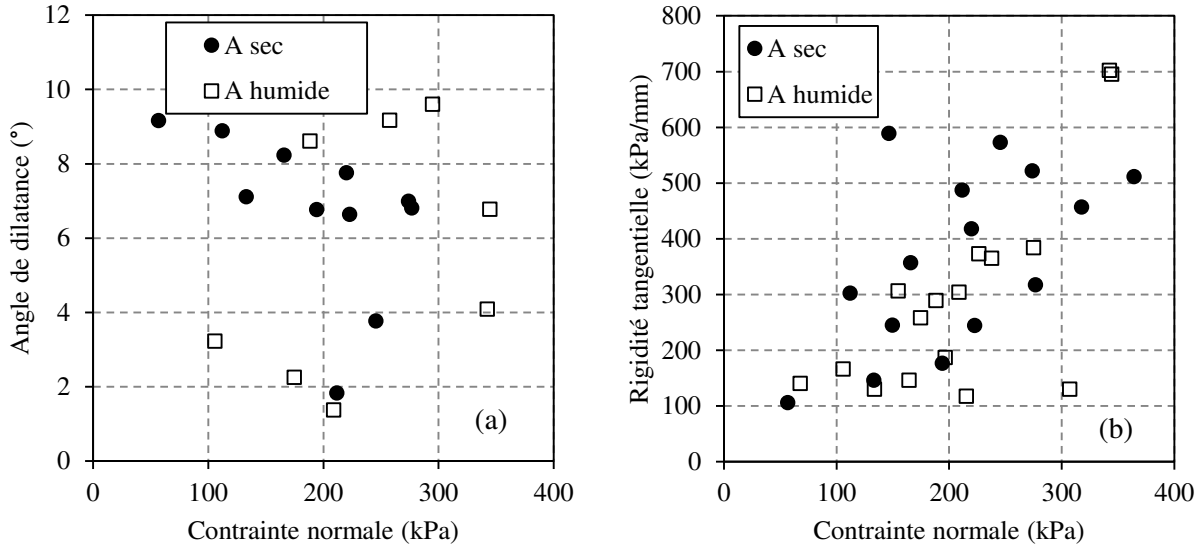


Figure 4.30 (a) Evolution de l'angle de dilatance, mesuré pour certaines éprouvettes, en fonction de la contrainte normale appliquée. (b) Evolution de la rigidité tangentielle de la discontinuité avec la contrainte normale appliquée.

La figure 4.30 (a) montre une dispersion importante des valeurs d'angle de dilatance des éprouvettes. Celui-ci varie de très faible (inférieur à 4°) à faible (compris entre 6 et 10°). Deux éprouvettes testées en conditions humides se sont également révélés exclusivement contractantes.

L'augmentation de la rigidité tangentielle des discontinuités avec l'augmentation de la contrainte peut être observée sur la figure 4.30 (b), aussi bien pour les éprouvettes sèches qu'humides. La rigidité calculée demeure toutefois faible du fait de la contrainte normale appliquée également faible. Cette augmentation de la rigidité tangentielle avec la contrainte normale est un résultat qui a déjà été observé, notamment par Armand (2000) sur des répliques de joints en mortier mais sous des contraintes normales beaucoup plus importantes.

4.4.4 Site B

Le faciès de ce site est de type argileux et les discontinuités sont lisses à faiblement rugueuses (JRC moyen de 3). Les essais ont été menés sur 3 éprouvettes en conditions sèches et 3 éprouvettes en conditions humides. Seul le premier essai pour chaque éprouvette sèche présente un pic clairement identifiable, aucun pic n'étant observé pour les cycles de cisaillement ultérieurs ou pour les éprouvettes humides où l'exploitation a été menée en considérant les paliers de contraintes tangentielles. Les couples (σ_{palier},τ_{palier}) pour l'ensemble des éprouvettes du site B, cisaillés dans le sens aller et retour, sont présentés en figure 4.31.

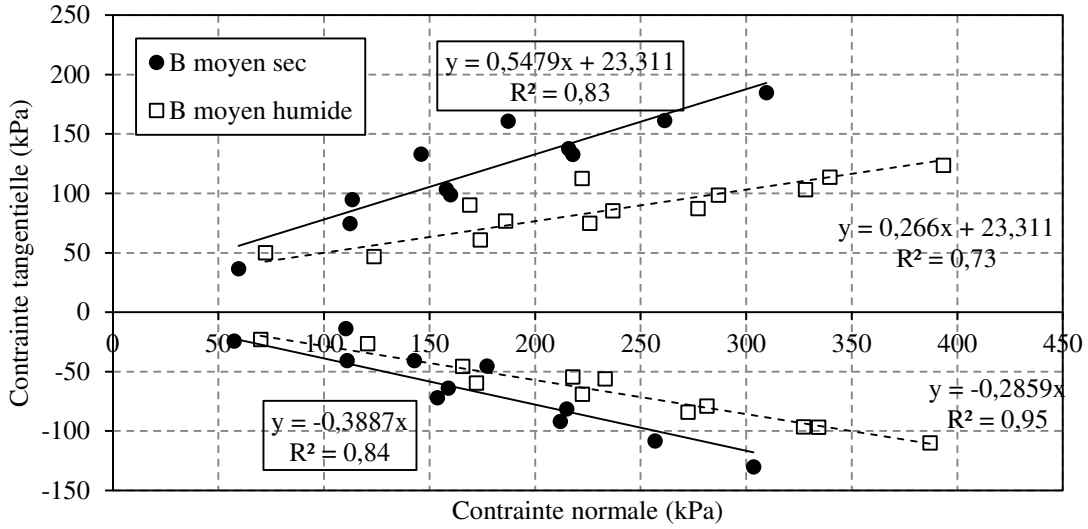


Figure 4.31 Evolution de la contrainte tangentielle moyenne du palier en fonction de la contrainte normale moyenne le long du palier, dans les sens de cisaillement aller et retour, pour les éprouvettes sèches et les éprouvettes cisaillées en conditions humides (site B).

Les résultats présentés en figure 4.31 montrent une nette différence dans les angles de frottement obtenus en conditions sèches et humides, que ce soit dans le sens de cisaillement aller ou retour. En effet, dans le sens aller, l'angle de frottement passe de 28,7° en sec à 14,9° en humide.

Le cisaillement retour s'accompagne, pour les éprouvettes sèches d'une diminution des paramètres mécaniques (l'angle de frottement passe à 21,2° et la cohésion est nulle). Dans le cas des éprouvettes cisaillées en conditions humides, le retour induit une légère augmentation de l'angle de frottement qui passe à 16° mais une forte diminution de la cohésion qui devient nulle.

Comme ce qui a pu être observé pour les éprouvettes du site A, la présence d'eau lors du cisaillement entraîne une diminution importante des propriétés mécaniques des discontinuités par rapport à celles mesurées en conditions sèches.

La majorité des éprouvettes sont faiblement dilatantes (figure 4.32 (a)) voire exclusivement contractantes pour deux éprouvettes testées en conditions humides. L'augmentation de la contrainte normale ne semble pas avoir un impact important ce qui peut être expliqué par la faible rugosité des éprouvettes testées. En revanche, l'augmentation de contrainte normale conduit à une augmentation de la rigidité tangentielle des joints indépendamment des conditions d'essais (figure 4.32 (b)) mais plus rapide dans le cas des éprouvettes secs. Les rigidités observées restent faibles : inférieure à 700 kPa/mm pour les éprouvettes sèches et 400 kPa/mm pour les éprouvettes humides.

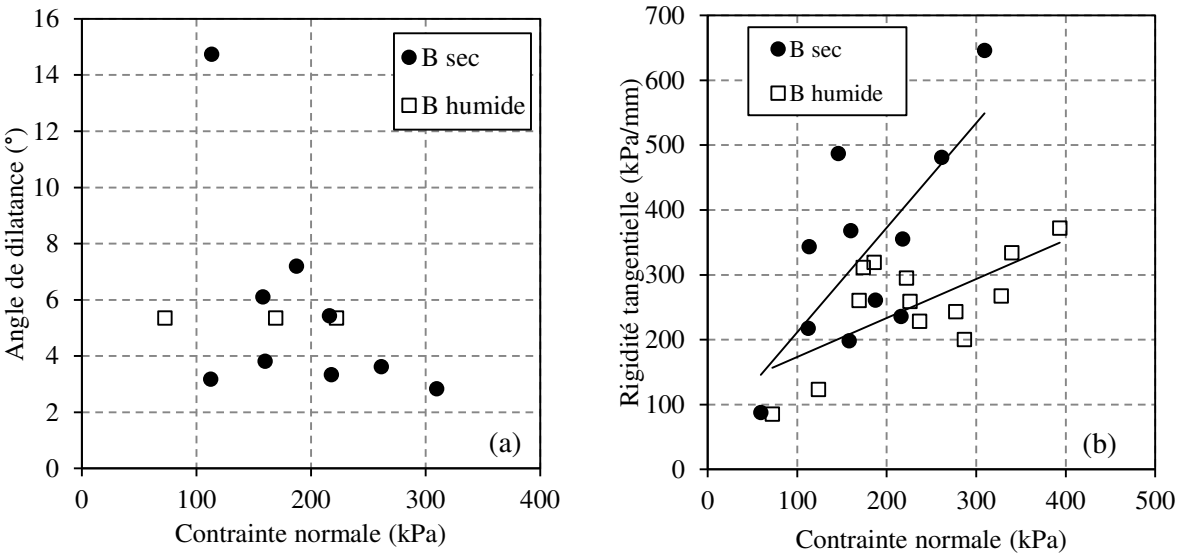


Figure 4.32 (a) Evolution de l'angle de dilatance, mesuré pour certaines éprouvettes, en fonction de la contrainte normale appliquée. (b) Evolution de la rigidité tangentielle de la discontinuité avec la contrainte normale appliquée.

4.4.5 Site C, faciès 2

Le faciès 2 de ce site est de type argileux et les discontinuités sont lisses à faiblement rugueuses (JRC moyen de 3). Les essais ont été menés sur 4 éprouvettes en conditions sèches et 4 éprouvettes en conditions humides. Toutefois, l'éprouvette C7 testée en conditions sèches ayant conduit à des résultats beaucoup plus faibles que l'ensemble des autres éprouvettes (secs et humides) elle n'a pas été prise en compte dans les résultats présentés ci-après. Les courbes d'essais ne présentent pas de pic clairement identifiable, l'exploitation a donc été menée en considérant les paliers de contraintes tangentielles. Les couples (σ_{palier},τ_{palier}) pour l'ensemble des éprouvettes du site C, faciès 2, cisaillées dans le sens aller et retour, sont présentés en figure 4.33.

Comme pour les deux faciès argileux déjà présentés, une différence est notable entre les résultats d'essais en conditions sèches et humides lors du cisaillement aller. Les paramètres mécaniques déterminés sont supérieurs dans le cas des essais secs (angle de frottement de 27,2° contre 21,8° et cohésion de 31 kPa contre 7 kPa). Dans le sens de cisaillement retour la différence entre les essais secs et humides est moins prononcée et des angles de frottement proches sont calculés (20,9° pour les éprouvettes secs et 20,4° pour les éprouvettes humides).

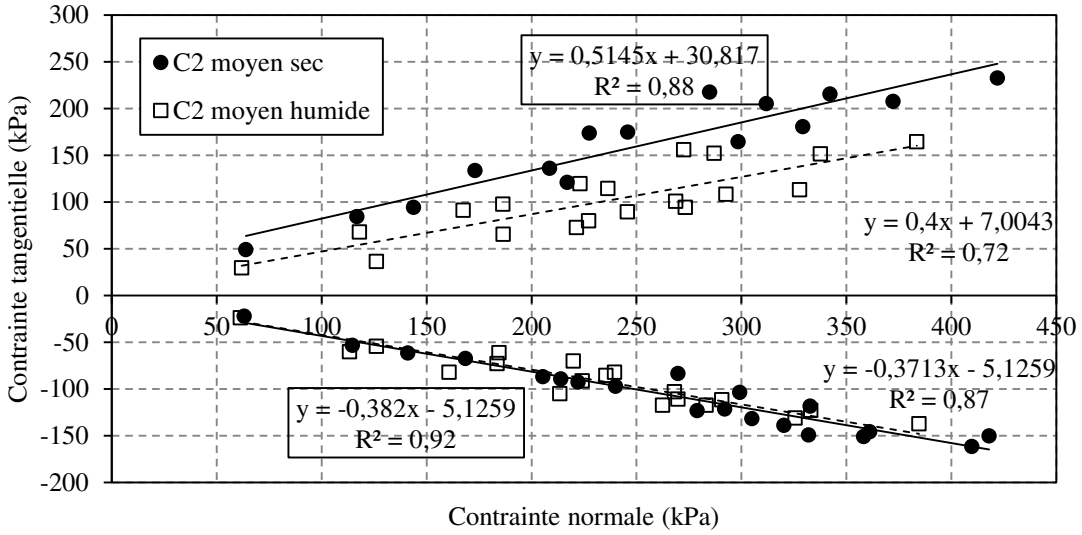


Figure 4.33 Evolution de la contrainte tangentielle moyenne du palier en fonction de la contrainte normale moyenne le long du palier, dans les sens de cisaillement aller et retour, pour les éprouvettes sèches et les éprouvettes cisaillées en conditions humides (site C, faciès 2).

La diminution des caractéristiques mécaniques entre le cisaillement aller et le cisaillement retour est donc nettement plus importante dans le cas des éprouvettes sèches que celles cisaillées en conditions humides où elle est très faible.

La totalité des éprouvettes testés en conditions humides se sont révélés être exclusivement contractante. Les éprouvettes testées à sec étaient quant à elles très faiblement dilatantes et présentaient donc des angles de dilatance faibles (inférieurs à 4°) comme cela est visible sur la figure 4.34 (a).

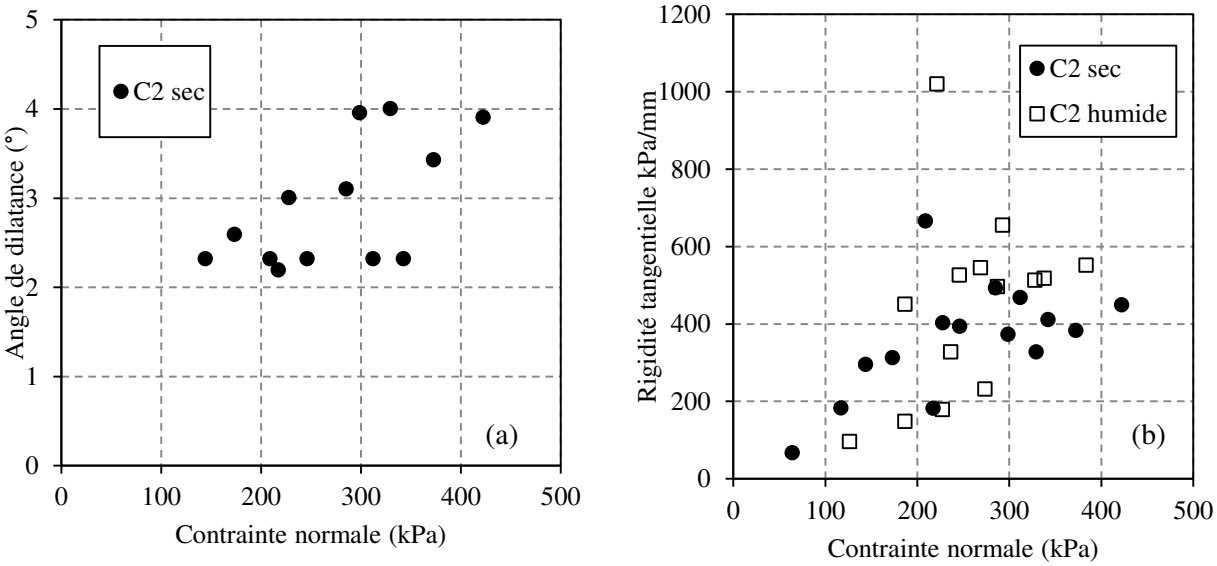


Figure 4.34 (a) Evolution de l'angle de dilatance, mesuré pour certaines éprouvettes, en fonction de la contrainte normale appliquée. (b) Evolution de la rigidité tangentielle de la discontinuité avec la contrainte normale appliquée.

Les rigidités tangentielles mesurées étaient du même ordre de grandeur pour les discontinuités sèches et humides et augmentent avec la contrainte normale appliquée (figure 4.34 (b)). Ces rigidités évoluent, de plus, dans la même gamme de valeur que pour les sites A et B.

4.4.6 Site C, faciès 3

Le faciès 3 de ce site est de type argileux (mais présentant un degré d'altération supérieur au faciès 2) et les discontinuités sont lisses à faiblement rugueuses (JRC moyen de 3,5). Les essais ont été menés sur 3 éprouvettes en conditions sèches et 3 éprouvettes en conditions humides. Certaines éprouvettes présentent des pics de contrainte de cisaillement clairement identifiables, toutefois l'exploitation a été menée en ne considérant que les paliers de contraintes tangentielles (résiduels ou non) car le nombre d'éprouvettes testées était déjà très réduit, réaliser une interprétation sur 2 éprouvettes aurait été peu pertinent. Les couples (σ_{palier},τ_{palier}) pour l'ensemble des éprouvettes du site C, faciès 3, cisaillées dans le sens aller et retour, sont présentés en figure 4.35.

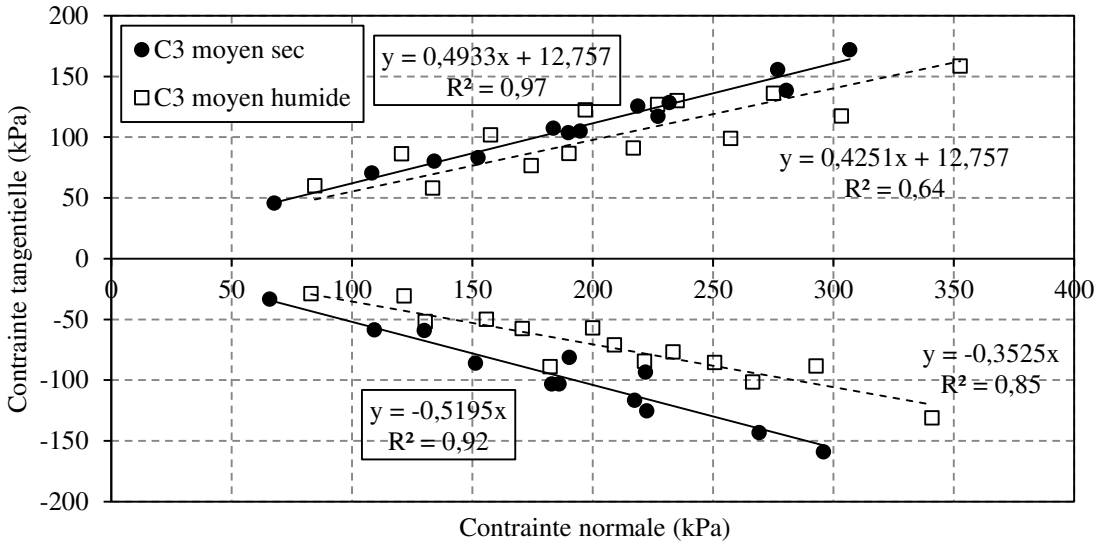


Figure 4.35 Evolution de la contrainte tangentielle moyenne du palier en fonction de la contrainte normale moyenne le long du palier, dans les sens de cisaillement aller et retour, pour les éprouvettes sèches et les éprouvettes cisaillés en conditions humides (site C, faciès 3).

Les paramètres mécaniques établis en conditions sèches humides sont très différents, que ce soit dans le sens aller ou le sens retour. Dans le sens aller, l'angle de frottement obtenu est légèrement supérieur pour les éprouvettes sèches (26,3°) à celui des éprouvettes humides (23°).

Dans le sens retour, des cohésions positives sont observées en utilisant les régressions linéaires donnant les coefficients de détermination les plus élevés. En imposant une cohésion nulle on aboutit à des angles de frottement de respectivement 27,5° pour les éprouvettes sèches et 19,4° pour les éprouvettes humides soit des valeurs proches de celles du cisaillement aller. Ces angles de frottement sont également proches de ceux obtenus avec le faciès C2 dans le sens de cisaillement aller et notamment dans le cas des cisaillements en conditions humides. La différence entre ces deux faciès semble donc être atténuée par la présence d'eau pendant le cisaillement.

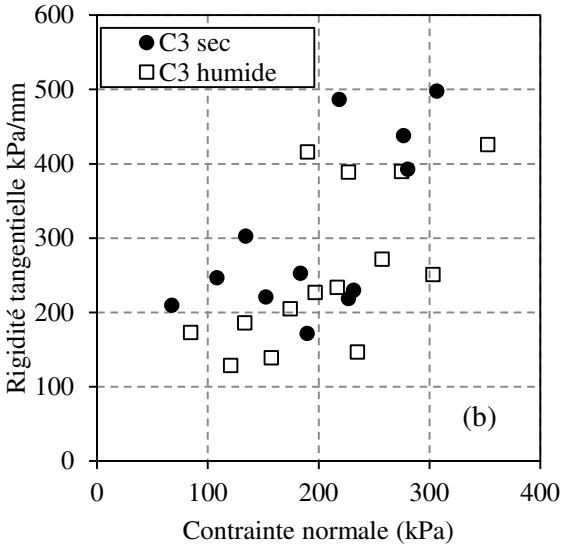


Figure 4.36 (a) Evolution de la rigidité tangentielle de la discontinuité avec la contrainte normale appliquée.

L'évolution de la rigidité tangentielle suit la même tendance que pour les sites de prélèvements précédents, à savoir qu'elle augmente avec la contrainte normale appliquée.

Une seule des éprouvettes issues du faciès C3 s'est révélée dilatante (angle quasi constant et égal à 6° malgré l'augmentation de contrainte au cours des cycles, figure 4.36 (a)). Toutes les autres éprouvettes étaient contractantes durant le cisaillement, dans des proportions faibles (déplacement normal inférieur à 0,1mm).

4.4.7 Site D

Le faciès de ce site est de type argileux et les discontinuités testées sont faiblement rugueuses (JRC moyen de 4). Les essais ont été menés sur 4 éprouvettes en conditions sèches et 4 éprouvettes en conditions humides. Les éprouvettes testées ne présentent pas de pics de contrainte de cisaillement très importants, l'exploitation a donc été menée en ne considérant que les paliers de contraintes tangentielles (résiduels ou non). Les couples (σ_{palier},τ_{palier}) pour l'ensemble des éprouvettes du site D, cisaillées dans le sens aller et retour, sont présentés en figure 4.37.

Des tendances différentes sont observées entre le cisaillement aller et le cisaillement retour. A l'aller, la différence de paramètres mécaniques entre les éprouvettes sèches et humides est importante et se traduit par un angle de frottement plus élevé pour les éprouvettes sèches (34,6° contre 29°) pour une cohésion identique (la régression linéaire présentant le meilleur coefficient de détermination donne une cohésion très importante en conditions humides : 51 kPa pour un angle de frottement de 21°).
Dans le sens de cisaillement retour, en revanche, les résistances mécaniques obtenues sont très proches pour les deux conditions d'essais et la présence d'eau ne semble donc pas avoir d'influence notable. Toutefois, l'apparition d'une cohésion positive est à noter dans ce sens, en imposant une cohésion nulle les angles de frottement sont de 24° pour les éprouvettes sèches et 22,4° pour les éprouvettes humides.

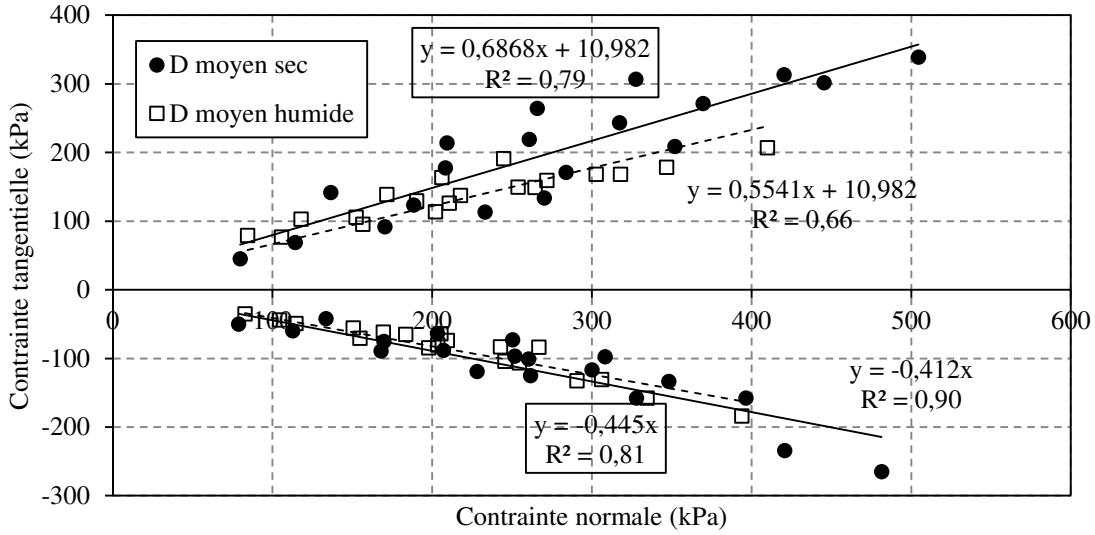


Figure 4.37 Evolution de la contrainte tangentielle moyenne du palier en fonction de la contrainte normale moyenne le long du palier, dans les sens de cisaillement aller et retour, pour les éprouvettes sèches et les éprouvettes cisaillées en conditions humides (site D).

Les angles de dilatance mesurés sont très dispersés dans le cas des éprouvettes secs (figure 4.38(a), allant de 1 à 13°) mais présentent une légère diminution avec l'augmentation de contrainte normale pour les éprouvettes humides. Ces dernières présentent dans l'ensemble, des angles de dilatance plus faibles que les éprouvettes sèches.
La rigidité tangentielle des joints testés montrent (figure 4.38(b)) une augmentation nette avec la contrainte normale pour les éprouvettes sèches et une gamme de valeur large allant de 130 à 1000 kPa/mm. Aucune tendance nette n'est par contre observée pour les éprouvettes humides qui présentent une gamme de variation beaucoup plus restreinte s'étalant de 370 à 675 kPa/mm.

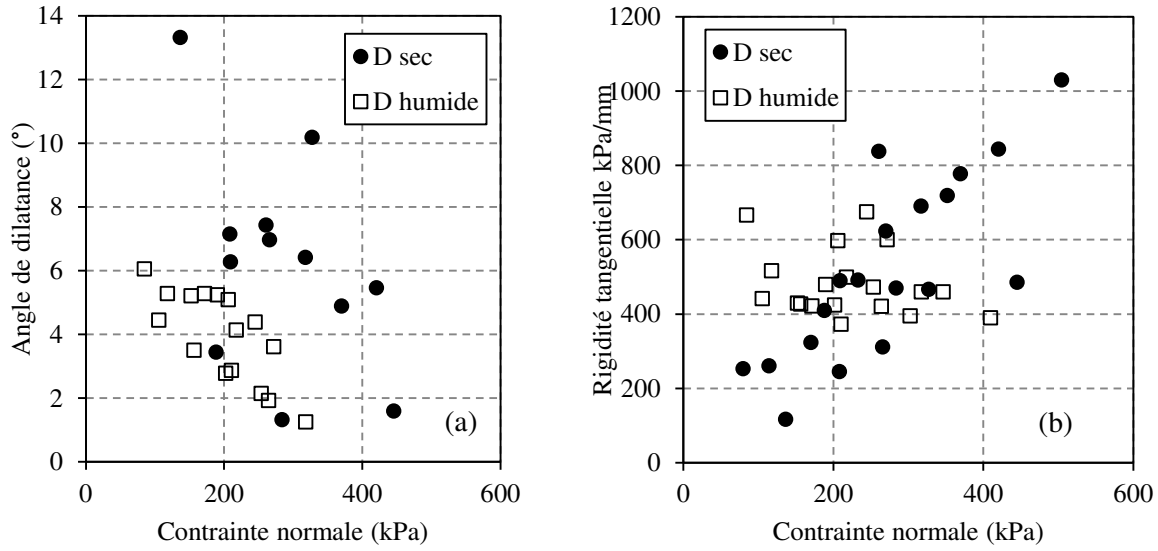


Figure 4.38 (a) Evolution de l'angle de dilatance, mesuré pour certaines éprouvettes, en fonction de la contrainte normale appliquée. (b) Evolution de la rigidité tangentielle de la discontinuité avec la contrainte normale appliquée.

4.4.8 Site E

Le faciès de ce site est de type gréseux et les discontinuités testées sont fortement rugueuses (JRC moyen de 10). Les essais ont été menés sur 5 éprouvettes en conditions sèches et 5 éprouvettes en conditions humides. Les éprouvettes testées ne présentent pas de pics de contrainte de cisaillement très importants (à l'exception de l'éprouvette E9 pour laquelle la résistance résiduelle a été considérée), l'exploitation a donc été menée en ne considérant que les paliers de contraintes tangentielles. Les couples (σ_{palier},τ_{palier}) pour l'ensemble des éprouvettes du site E, cisaillées dans le sens aller et retour, sont présentés en figure 4.39.

Les résultats obtenus suivent la même tendance que les éprouvettes testées précédemment. La présence d'eau lors du cisaillement aller conduit à une diminution de l'angle de frottement, qui passe de 40,8° à 38,3° pour une cohésion identique (figure 4.39).

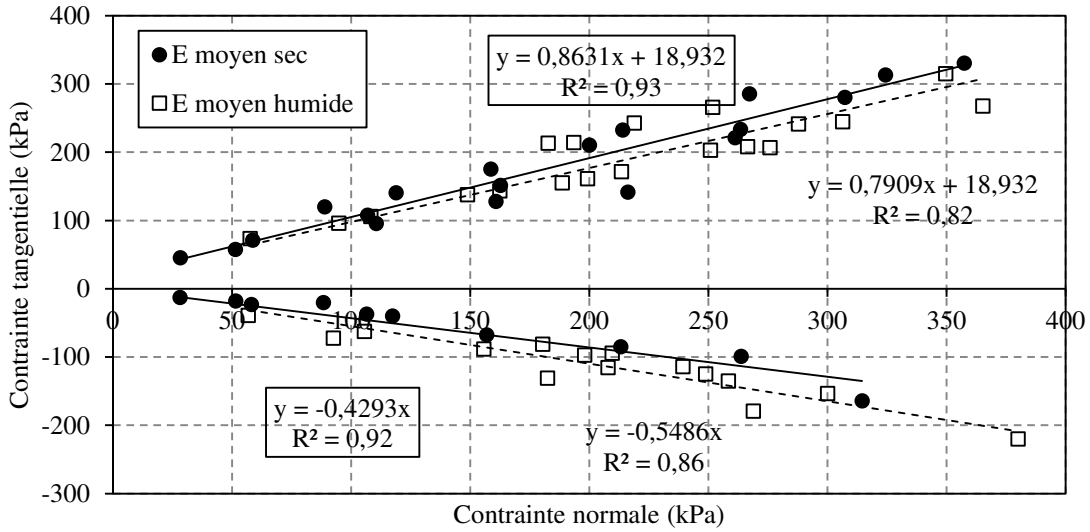


Figure 4.39 Evolution de la contrainte tangentielle moyenne du palier en fonction de la contrainte normale moyenne le long du palier, dans les sens de cisaillement aller et retour, pour les éprouvettes sèches et les éprouvettes cisaillées en conditions humides (site E).

Dans le sens de cisaillement retour, la différence entre les deux conditions d'essais est assez faible comme dans le sens aller. Les angles de frottement sont de 23,2° et 28,7°, respectivement pour les cisaillements secs et humides.

Toutes les éprouvettes testées se sont révélées avoir un comportement dilatant à l'exception de l'éprouvette E6 qui était purement contractante (figure 4.40(a)). Les angles de dilatance obtenus sont plus importants, dans l'ensemble, pour les éprouvettes testées à sec avec une valeur moyenne de 9,3° contre 5,7° pour les cisaillements en conditions humides (figure 4.40 (b)). L'augmentation de la contrainte normale appliquée ne semble pas avoir d'influence sur l'angle mesuré que ce soit pour les éprouvettes testées en conditions humides ou non.

La rigidité tangentielle des éprouvettes sèches présente une nette augmentation avec la contrainte normale. Une augmentation est également observée pour les éprouvettes humides mais la dispersion des valeurs mesurées est forte. Les rigidités tangentielles pour le site E se situent dans la même gamme de valeurs que les éprouvettes des sites argileux et sont donc relativement faibles (inférieures à 700 kPa/mm).

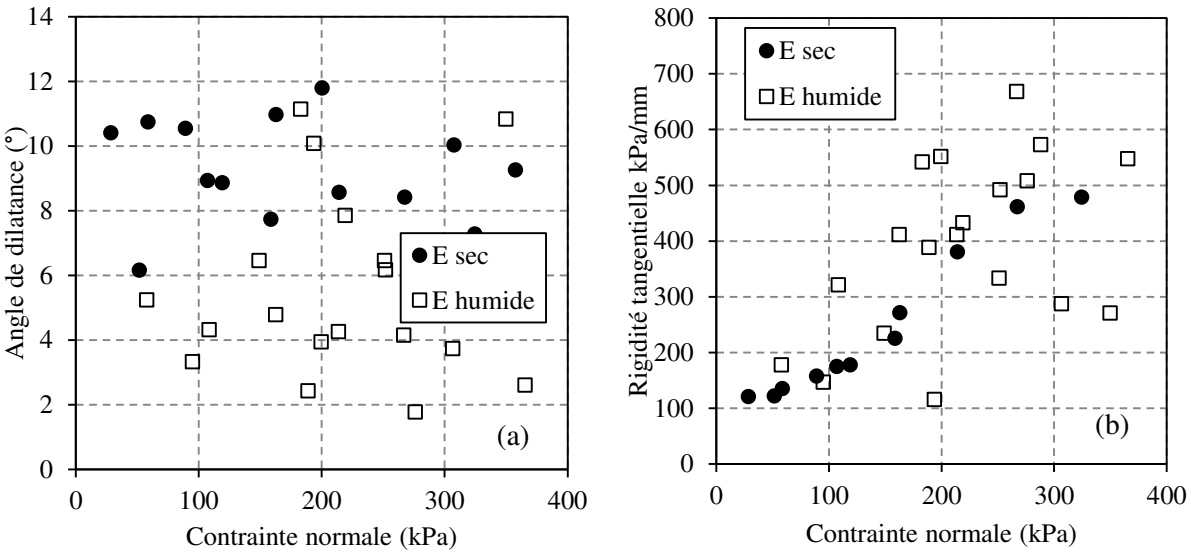


Figure 4.40 (a) Evolution de l'angle de dilatance, mesuré pour certaines éprouvettes, en fonction de la contrainte normale appliquée. (b) Evolution de la rigidité tangentielle de la discontinuité avec la contrainte normale appliquée.

4.4.9 Site G

Le faciès de ce site est de type argileux et les discontinuités testées sont moyennement à fortement rugueuses (JRC moyen de 8). Les essais ont été uniquement menés sur 4 éprouvettes en conditions sèches (le prélèvement a été réalisé sur un talus resté exposé mais très peu de matériau a pu être récupéré). Trois des quatre éprouvettes testées présentent un pic de contrainte de cisaillement lors du premier essai, l'exploitation a donc été menée d'une part sur les paliers de contraintes tangentielles mais aussi sur les pics. Les couples (σ_{palier},τ_{palier}) pour l'ensemble des éprouvettes du site G, cisaillées dans le sens aller et retour, sont présentés en figure 4.41.

La résistance au cisaillement développée dans le sens retour est fortement diminuée par rapport au sens aller. L'angle de frottement passe ainsi de 39,6° à 21,7° et la cohésion de 27,5 kPa dans le sens aller à 0 kPa dans le sens retour. Néanmoins les coefficients de détermination des droites de régression de Mohr Coulomb sont assez faibles dus à la dispersion d'une partie des mesures.

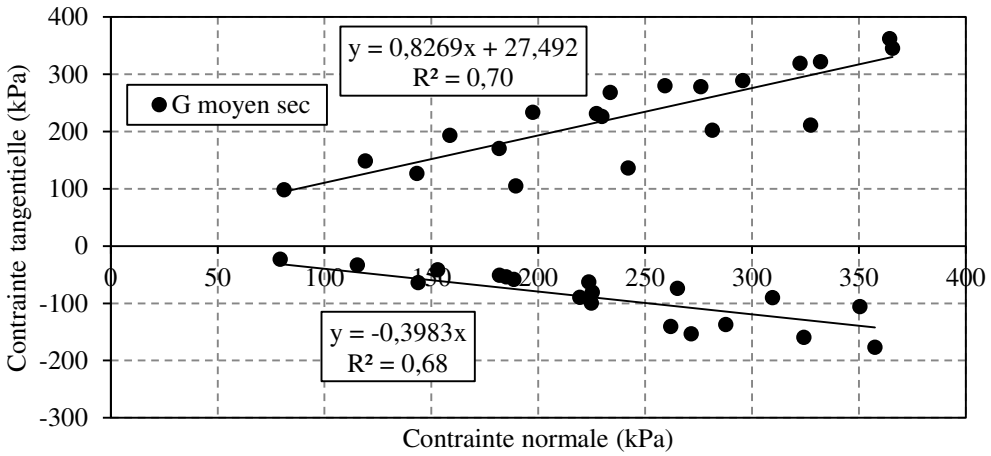


Figure 4.41 Evolution de la contrainte tangentielle moyenne du palier en fonction de la contrainte normale moyenne le long du palier, dans les sens de cisaillement aller et retour, pour les éprouvettes sèches (site G).

Les éprouvettes du site G testées sont toutes dilatantes et présentent des angles forts excepté pour l'éprouvette G2 (angle de dilatance de 3°, figure 4.42(a)). La dilatance la plus forte ayant été obtenue pour l'éprouvette G1 qui était également soumise au plus faible niveau de contrainte normale.
Les rigidités tangentielles développées par les éprouvettes du site G sont élevées par rapport aux précédents sites testés et atteint jusqu'à 1250 kPa/mm sous une contrainte normale de 365 kPa. L'augmentation des rigidités mesurées est proportionnelle à l'augmentation de la contrainte normale.

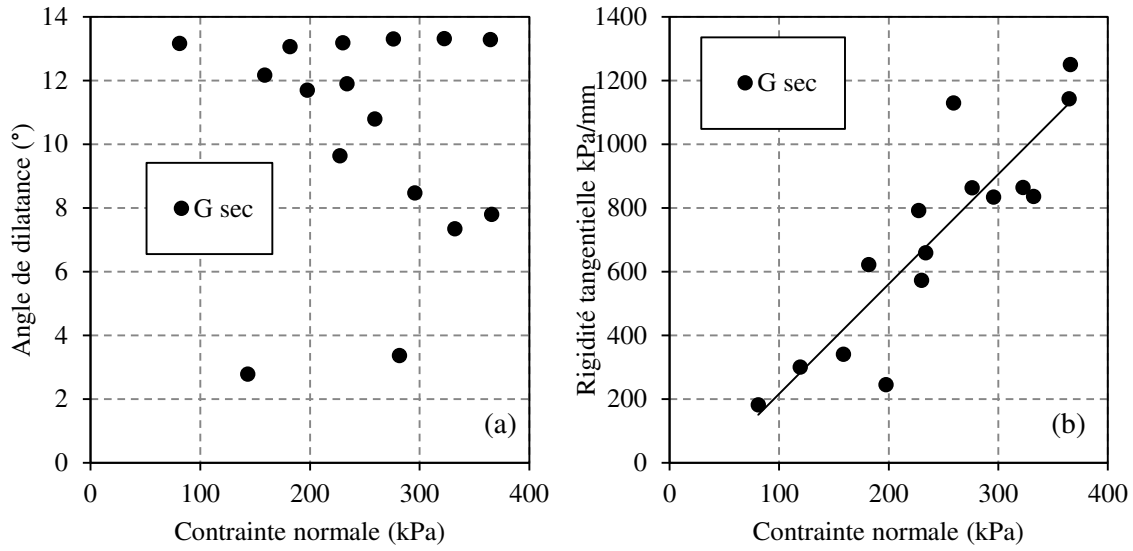


Figure 4.42 (a) Evolution de l'angle de dilatance, mesuré pour certaines éprouvettes, en fonction de la contrainte normale appliquée. (b) Evolution de la rigidité tangentielle de la discontinuité avec la contrainte normale appliquée.

4.4.10 Site I

Le faciès de ce site est de type argileux et les discontinuités testées sont lisses à faiblement rugueuses (JRC moyen de 5). Les essais ont été menés sur 4 éprouvettes en conditions sèches et 5 éprouvettes cisaillés sous eau. L'exploitation a été menée uniquement sur les paliers de contraintes tangentielles (seuls deux éprouvettes présentaient un pic de contrainte peu prononcé). Les couples (σ_{palier},τ_{palier}) pour l'ensemble des éprouvettes du site I, cisaillées dans le sens aller et retour, sont présentés figure 4.43.

Lors du premier demi-cycle de cisaillement, les éprouvettes sèches ne développent pas de cohésion et présentent un angle de frottement de 34°. Les éprouvettes cisaillées en conditions humides donnent un angle de frottement beaucoup plus faible égal à 23,7° mais un coefficient de détermination plus faible, dû à une grande dispersion des mesures.

Lors du cisaillement retour, le niveau de contrainte tangentielle atteint par les éprouvettes sèches est plus faible qu'à l'aller, conduisant de ce fait à un angle de frottement réduit à 20° et une faible cohésion apparente de 7,5 kPa. A l'inverse, les éprouvettes cisaillées sous eau développent des niveaux de contraintes tangentielles équivalents à ceux atteints dans le sens aller. Cela se traduit par un angle de frottement quasiment identique à celui des éprouvettes sèches (18,7°) pour une cohésion équivalente.

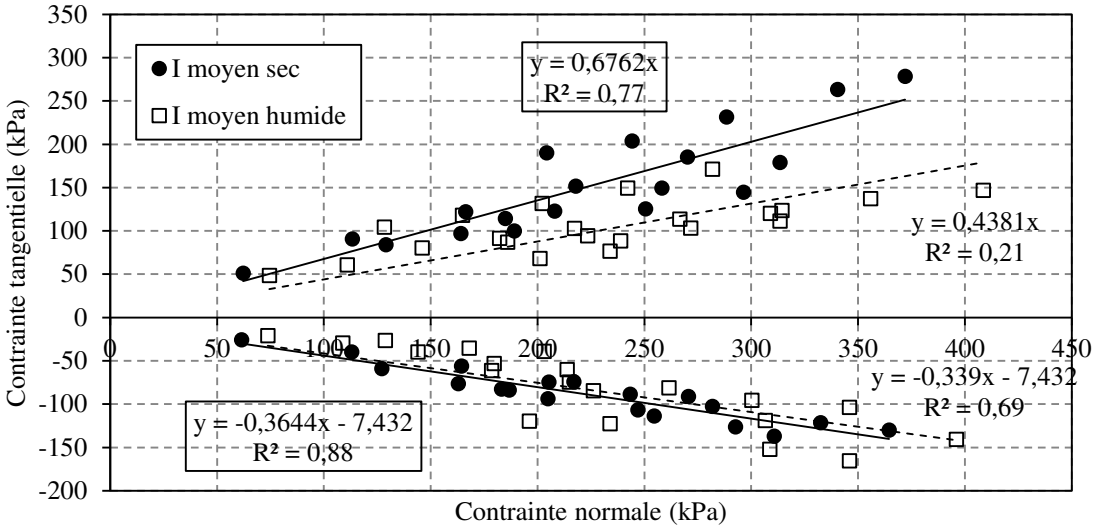


Figure 4.43 Evolution de la contrainte tangentielle moyenne du palier en fonction de la contrainte normale moyenne le long du palier, dans les sens de cisaillement aller et retour, pour les éprouvettes sèches (site I).

Trois éprouvettes sèches et deux éprouvettes humides ont eu un comportement dilatant durant l'essai de cisaillement. Les angles de dilatance mesurés pour les trois éprouvettes sèches varient fortement d'une éprouvette à l'autre (figure 4.44 (a), de 3 à 11°) mais une diminution de cet angle est néanmoins observée avec l'augmentation de la contrainte normale. Les éprouvettes humides présentent également des angles de dilatance différents d'une éprouvette à l'autre (de 2 à 9°).

La figure 4.44 (b) montre une évolution similaire de la rigidité tangentielle des discontinuités sèches ou humides, qui augmente avec la contrainte normale appliquée. Aucune réelle différence ne peut être identifiée entre les deux conditions d'essais, les rigidités s'échelonnant de 100 à plus de 900 kPa/mm.

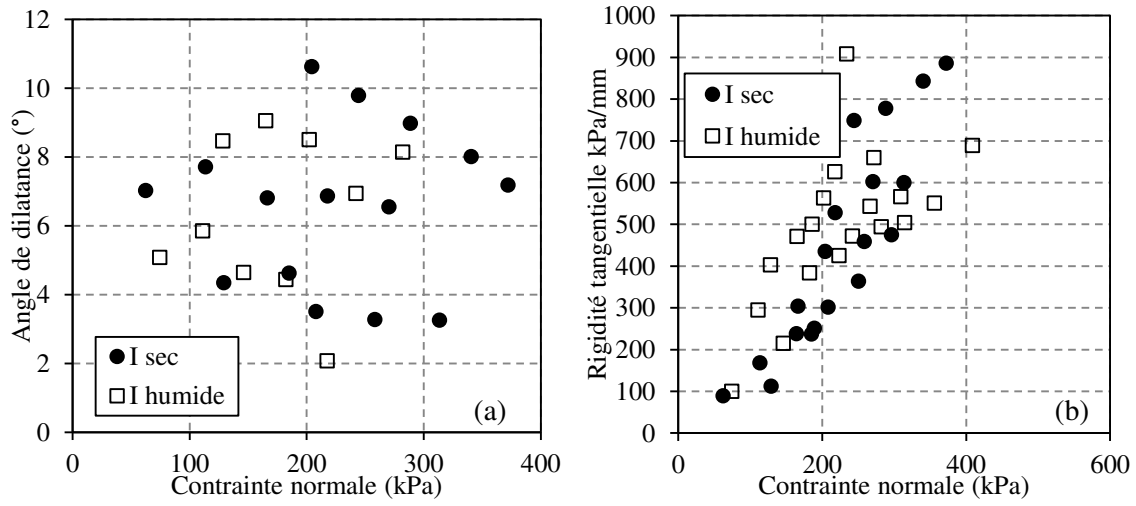


Figure 4.44 (a) Evolution de l'angle de dilatance, mesuré pour certaines éprouvettes, en fonction de la contrainte normale appliquée. (b) Evolution de la rigidité tangentielle de la discontinuité avec la contrainte normale appliquée.

4.4.11 Site J, faciès 4

Le faciès de ce site est de type gréseux et les discontinuités testées sont faiblement rugueuses (JRC moyen de 5). Les essais ont été menés sur 3 éprouvettes en conditions sèches et 3 éprouvettes cisaillées sous eau. Les couples (σ_{palier},τ_{palier}) pour l'ensemble des éprouvettes du faciès 4 du site J, cisaillées dans le sens aller et retour, sont présentés en figure 4.45.

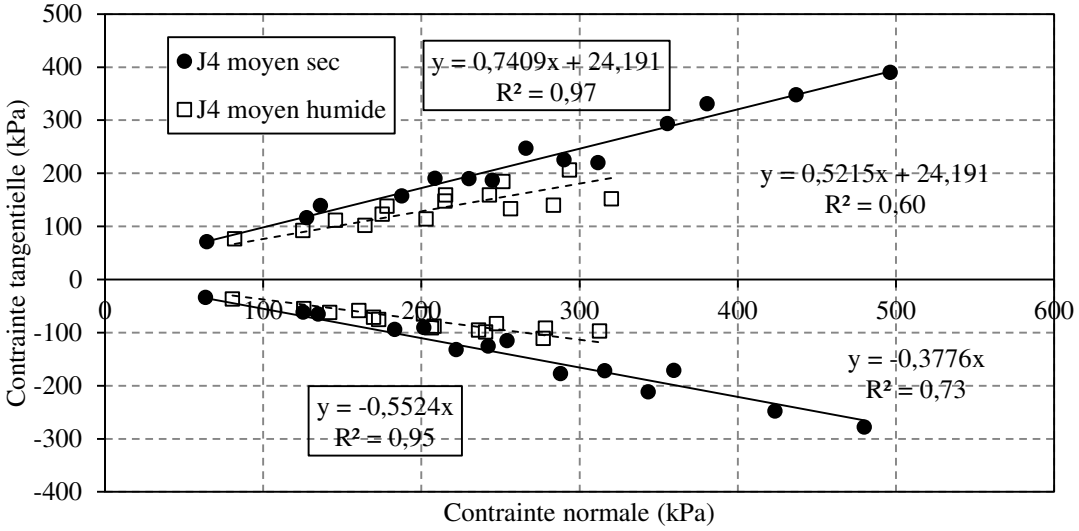


Figure 4.45 Evolution de la contrainte tangentielle moyenne du palier en fonction de la contrainte normale moyenne le long du palier, dans les sens de cisaillement aller et retour, pour les éprouvettes sèches (site J, faciès 4).

Lors du demi-cycle aller, la regression de type Mohr-Coulomb présente une bon niveau de corrélation avec les mesures pour les éprouvettes sèches et donne un angle de frottement de 36,5° et une cohésion de 24,2 kPa. La dispersion est en revanche importante pour les éprouvettes cisaillées sous eau. Comme la majorité des sites testés jusqu'ici, le cisaillement en conditions humides engendre une diminution de l'angle de frottement (qui passe à 27,5°) pour une cohésion identique à celle des éprouvettes sèches.

Le cisaillement retour entraine une diminution des caractéristiques mécaniques mesurées que ce soit pour les éprouvettes sèches (cohésion nulle et angle de frottement de 28,9°) ou sous eau (cohésion nulle et angle de frottement de 20,7°).

Les éprouvettes testées ont montré un comportement dilatant pour la totalité ou une partie des cycles de cisaillement selon les éprouvettes (l'éprouvette J3 s'est révélé faiblement dilatante lors du premier cycle et exclusivement contractante lors des cycles ultérieurs sous contrainte normale plus élevée). Les angles de dilatance varie de 2 à 8° indépendammenet des conditions hydriques d'essai (figure 4.46 (a)).

Les rigidités tangentielles mesurées augmentent avec la contrainte normale appliquée dans le cas des éprouvettes sèches alors qu'aucune tendance ne peut être identifiée pour les éprouvettes humides (figure 4.46(a)). Les rigidités tangentielles évoluent dans une gamme comprise entre 70 et 850 kPa/mm pour des contraintes normales comprises entre 64 et 500 kPa.

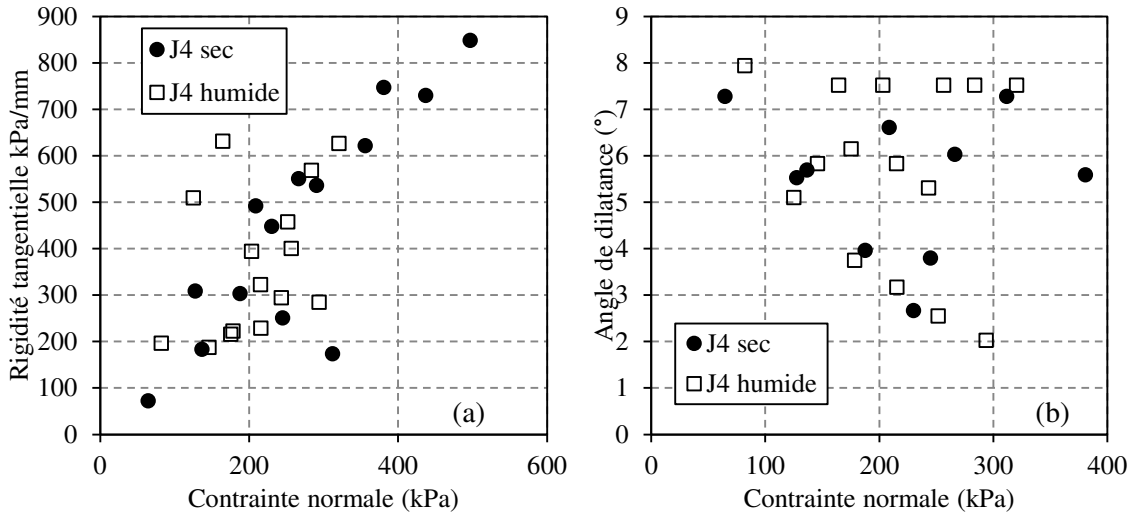


Figure 4.46 (a) Evolution de l'angle de dilatance, mesuré pour certaines éprouvettes, en fonction de la contrainte normale appliquée. (b) Evolution de la rigidité tangentielle de la discontinuité avec la contrainte normale appliquée.

4.4.12 Site K

Le faciès de ce site est de type gréseux et les discontinuités testées sont fortement rugueuses (JRC moyen de 10). Les essais ont été menés sur 4 éprouvettes en conditions sèches et 4 éprouvettes cisaillés sous eau. Seule l'éprouvette numéro 2 présentait un pic de contrainte tangentielle lors du premier demi-cycle de cisaillement. L'exploitation a donc été menée uniquement sur les paliers de contraintes tangentielles. Les couples (σ_{palier},τ_{palier}) pour l'ensemble des éprouvettes du faciès 4 du site J, cisaillées dans le sens aller et retour, sont présentés en figure 4.47.

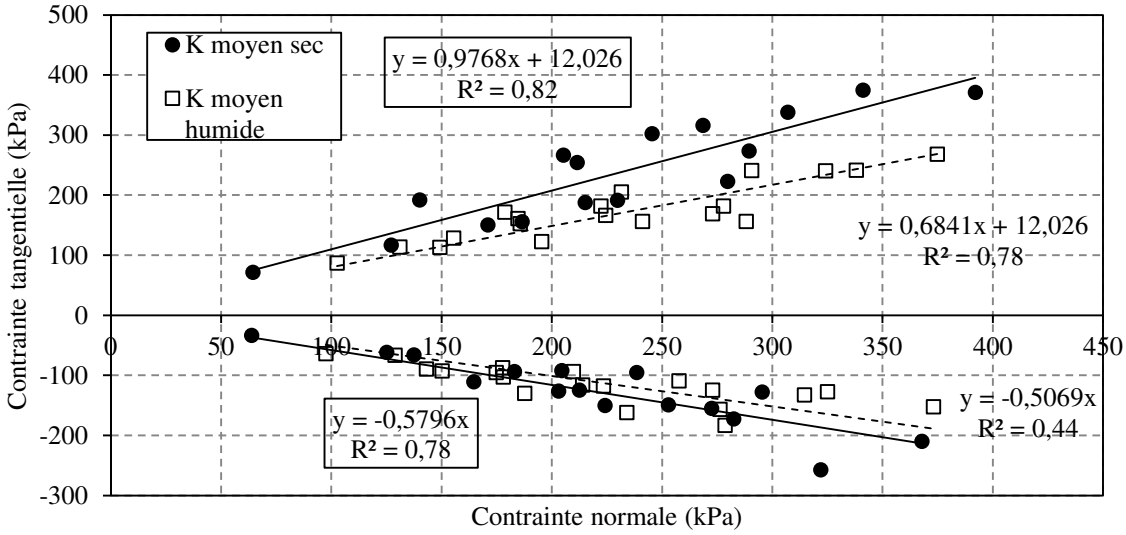


Figure 4.47 Evolution de la contrainte tangentielle moyenne du palier en fonction de la contrainte normale moyenne le long du palier, dans les sens de cisaillement aller et retour, pour les éprouvettes sèches (site K).

Les éprouvettes sèches présentent un angle de frottement important (44,3°) lors du premier demi-cycle de cisaillement. Les éprouvettes humides présentent, elles un angle de frottement plus faible (34,4°) pour une cohésion identique.

Le cisaillement dans le sens retour s'accompagne d'une diminution des contraintes tangentielles maximales développées à un niveau de contrainte normale identique au sens aller. Les éprouvettes sèches ne développent plus de cohésion apparente et présentent un angle de frottement plus faible (30,1°). Les éprouvettes humides présentent toujours une cohésion nulle mais un angle de frottement réduit (26,9°).

Trois éprouvettes sèches et deux éprouvettes humides ont eu un comportement principalement dilatant (après une légère phase de contractance initiale). Les angles de dilatance mesurés sont variables d'une éprouvette à l'autre (de 2 à 12°, figure 4.48 (a)) et se réduisent au fur et à mesure des cycles sous l'effet combiné de l'augmentation de contrainte normale et de l'usure des épontes.

Les rigidités tangentielles mesurées présentent une dispersion importante même si elles semblent augmenter avec la contrainte normale (figure 4.48 (b)). Aucune réelle distinction ne peut être faite entre les éprouvettes humides et sèches qui évoluent dans la même gamme de valeur.

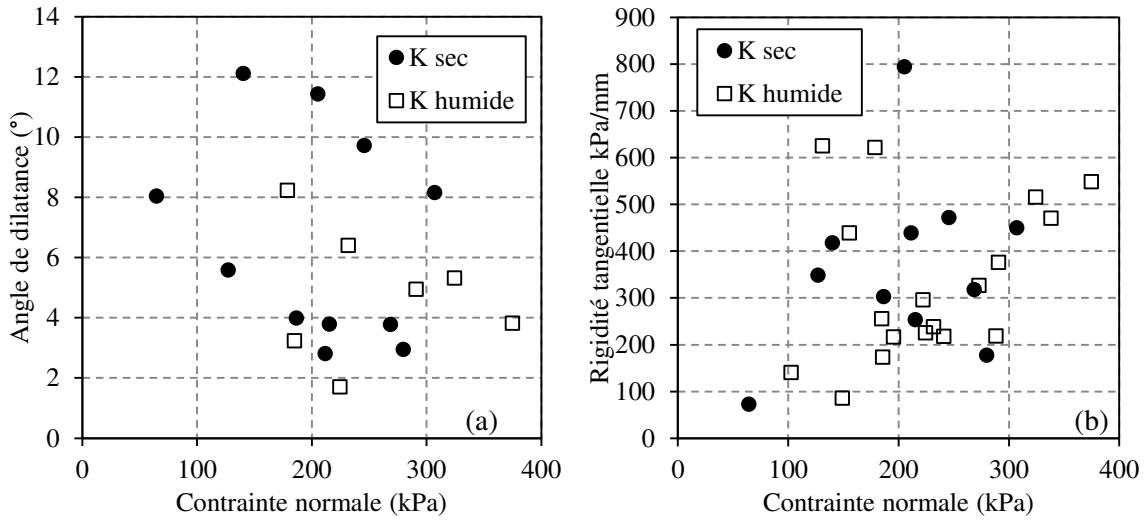


Figure 4.48 (a) Evolution de l'angle de dilatance, mesuré pour certaines éprouvettes, en fonction de la contrainte normale appliquée. (b) Evolution de la rigidité tangentielle de la discontinuité avec la contrainte normale appliquée.

4.4.13 Site L

Le faciès du dernier site testé est de type argileux et les éprouvettes testées sont lisses (JRC moyen de 3). Les essais ont été menés sur 6 éprouvettes en conditions sèches et 5 éprouvettes cisaillées sous eau. Les couples (σ_{palier},τ_{palier}) pour l'ensemble des éprouvettes du site L, cisaillés dans le sens aller et retour, sont présentés en figure 4.49.

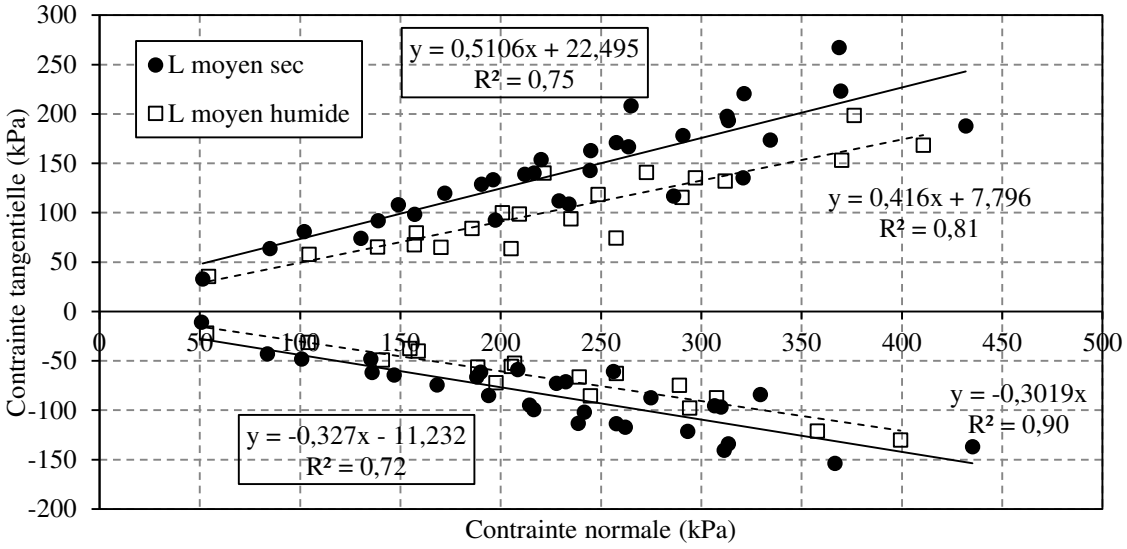


Figure 4.49 Evolution de la contrainte tangentielle moyenne du palier en fonction de la contrainte normale moyenne le long du palier, dans les sens de cisaillement aller et retour, pour les éprouvettes sèches (site L).

Lors du demi-cycle de cisaillement aller, le cisaillement en conditions humides induit une diminution des paramètres de Mohr-Coulomb calculés. L'angle de frottement passe de 27 à 22,6° et la cohésion apparente de 22,5 kPa à 8 kPa. Pour ce site, une diminution de l'angle de frottement et de la cohésion est donc observée contrairement à une grande partie des sites testés où la diminution de l'angle de frottement s'accompagnait d'une augmentation de la cohésion apparente et nécessitait donc de limiter la cohésion pour les essais en conditions humides à celle obtenue avec les essais secs.
Le cisaillement retour s'accompagne d'une diminution globale de la résistance au cisaillement développée par les éprouvettes qui se traduit par une diminution des paramètres mécaniques : angle de frottement de 18,1° et cohésion de 11 kPa pour les éprouvettes sèches, angle de frottement de 16,8° et cohésion nulle pour les éprouvettes cisaillées en conditions humides.

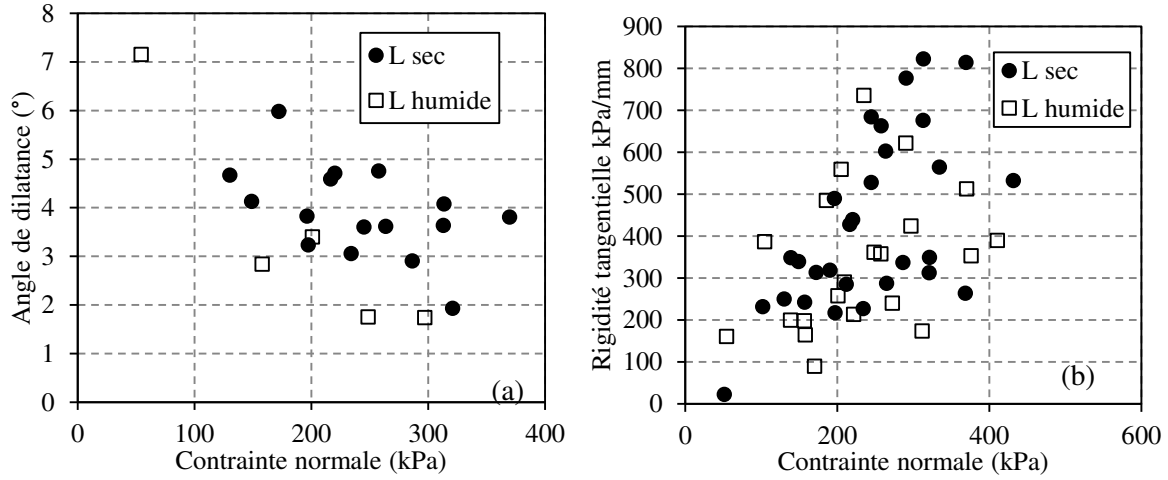


Figure 4.50 (a) Evolution de l'angle de dilatance, mesuré pour certaines éprouvettes, en fonction de la contrainte normale appliquée. (b) Evolution de la rigidité tangentielle de la discontinuité avec la contrainte normale appliquée.

Une partie des éprouvettes sèches présentaient un comportement faiblement dilatant se traduisant par des angles de dilatance faibles variant de 2 à 6° (figure 4.50 (a)) tandis que les autres étaient faiblement contractantes. Certaines éprouvettes qui étaient contractantes lors du premier essai ont présenté un comportement dilatant lors des cycles ultérieurs. Les éprouvettes humides se sont révélées être en majorité contractantes et seul un nombre limité d'essais à conduit à un comportement dilatant.

Une dispersion importante des valeurs de rigidités tangentielles mesurées est observée (figure 4.50 (b)), à la fois pour les éprouvettes sèches et les éprouvettes en conditions humides. Néanmoins, les valeurs de rigidités augmentent globalement avec la contrainte normale.

4.5 Synthèse des résultats

Ce paragraphe regroupe les résultats obtenus, en termes de cohésion et d'angle de frottement, pour l'ensemble des sites testés dans le sens de cisaillement aller (tableau 4.3) et retour (tableau 4.4).

Tableau 4.3 Tableau de synthèse des paramètres mécaniques (cohésion, angle de frottement) par site dans le sens de cisaillement aller pour les différentes conditions hydriques.

Cisaillement ALLER				
Site	**Sec**		**Humide**	
	C' (kPa)	**φ' (°)**	**C' (kPa)**	**φ' (°)**
A	43	33	0	31
B	23	28	23	15
C2	31	27	7	21
C3	12	26	12	23
D	11	34	11	29
E	19	40	19	38
G	27	39	/	/
I	0	34	0	24
J4	24	36	24	28
K	12	44	12	34
L	22	27	7	22

Tableau 4.4 Tableau de synthèse des paramètres mécaniques (cohésion, angle de frottement) par site dans le sens de cisaillement retour pour les différentes conditions hydriques.

Site	Cisaillement RETOUR			
	Sec		Humide	
	C' (kPa)	φ' (°)	C' (kPa)	φ' (°)
A	0	25	0	23
B	0	21	0	16
C2	5	20	5	20
C3	0	27	0	19
D	0	24	0	22
E	0	23	0	29
G	0	21	/	/
I	7	20	7	19
J4	0	29	0	21
K	0	30	0	27
L	11	18	0	16

. Les écarts sont calculés selon les équations 4.1 et 4.2 et présentés au tableau 4.3.

$$\Delta\varphi' = \frac{\varphi'_{eau} - \varphi'_{sec}}{\varphi'_{sec}} \times 100 \quad (4.1)$$

$$\Delta C' = \frac{C'_{eau} - C'_{sec}}{C'_{sec}} \times 100 \quad (4.2)$$

Tableau 4.5 Ecarts entre les paramètres mécaniques issus des essais en conditions humides par rapport aux essais réalisés à sec.

Site	Cycles aller		Cycles retour	
	Δ φ' (%)	Δ C' (%)	Δ φ' (%)	Δ C' (%)
A	-6	-100	-8	0
B	-46	0	-24	0
C2	-22	-77	0	0
C3	-12	0	-30	0
D	-15	0	-8	0
E	-5	0	26	0
G	/	/	/	/
I	-29	/	-5	0
J4	-22	0	-28	0
K	-23	0	-10	0
L	-19	-68	-11	-100

5. Conclusions

La réalisation des essais de cisaillement direct sur des discontinuités rocheuses, ouvertes ou non, nécessite généralement l'utilisation de dispositifs expérimentaux spécifiques. La forte variabilité des schistes du Briovérien combinée à la fragilité d'une partie des prélèvements (difficulté de taillage) n'ont pas rendu possible l'utilisation de matériels spécifiques à la caractérisation des roches. Le développement d'un essai à partir d'appareillage de mécanique des sols a donc été réalisé. Néanmoins, les essais menés se sont révélés instructifs d'une part sur le comportement des discontinuités testées et d'autre part sur les résistances mécaniques développées.

Sur l'ensemble des éprouvettes testées, seul un faible nombre présentait un pic de contrainte tangentielle durant le cisaillement suivi d'un palier de contrainte résiduelle. La majorité atteignait directement un palier de contrainte (très stable pour les éprouvettes les plus lisses à variable pour les éprouvettes plus rugueuses) à l'issue de la phase initiale d'augmentation du chargement tangentiel. Une autre partie des éprouvettes présentait à l'issue de la phase d'augmentation importante de la contrainte tangentielle une augmentation plus réduite qui semble davantage être due à la géométrie de la discontinuité testée (plan de discontinuité ne coïncidant pas parfaitement avec le plan de cisaillement). L'exploitation des essais, en vue d'établir des paramètres mécaniques pour ces discontinuités a en conséquence été réalisée sur des valeurs moyennes de contraintes tangentielle et normale le long des paliers.

D'autre part, la réalisation des essais avec des faibles niveaux de contrainte a permis de limiter l'impact de la variation de la surface de cisaillement au cours de l'essai (comparativement à des essais classiques qui sont menés sur des petites éprouvettes sous plusieurs MPa de contrainte normale) sur les résultats obtenus. La différence entre la contrainte moyenne et la contrainte à un instant t (début de palier et fin de palier) est présentée pour chaque site en annexe 6 du présent mémoire.

Les résistances au cisaillement varient d'un site à l'autre, toutefois, des tendances générales peuvent être dégagées pour l'ensemble des sites. Tout d'abord, beaucoup de sites, présentent une cohésion apparente des discontinuités alors que ces dernières sont ouvertes. La pertinence de cette cohésion peut donc être discutée. Lors de la réalisation de soutènement, le terrain est toujours maintenu, au moins de manière discontinue, par les éléments du soutènement (pieux, profilés métalliques, panneau de paroi moulée…). Cette contrainte normale imposée aux discontinuités, leur permet donc de développer une cohésion. Nous avons donc choisi de conserver les cohésions apparentes trouvées.

Les contraintes tangentielles maximales atteintes sont systématiquement plus élevées, dans le sens aller, que dans le sens retour (à l'exception du site C3 qui développe des contraintes du même ordre de grandeur dans les deux sens). Cette diminution traduit l'usure des surfaces des épontes lors du cisaillement selon le schéma explicatif présenté en figure 4.10). La prise en compte des résultats de l'ensemble des cycles conduit à des paramètres mécaniques plus faibles que la prise en compte des seuls premiers demi-cycles de chaque essai (angle de frottement inférieurs mais cohésion variable d'un site à l'autre). Cette observation est bien sûr également valable pour les sites où des pics de contraintes sont obtenus lors du premier essai (B, G, J4 et L). L'utilisation des paramètres mécaniques issus de l'ensemble des cycles de cisaillement sera donc plus sécuritaire pour un dimensionnement de soutènement.
La présence d'eau durant le cisaillement entraine une diminution des contraintes tangentielles développées par rapport aux éprouvettes sèches pour des niveaux de contrainte normale équivalents et dans le sens aller. La différence est toutefois plus ou moins importante selon les sites (faible pour E à

très forte pour le site B) mais existe indépendamment du faciès des éprouvettes (argileux ou gréseux). Cette diminution se traduit en termes de paramètres mécaniques par des angles de frottement plus faibles pour les éprouvettes cisaillées sous eau. Les éprouvettes issues de sites classés comme des siltites présentent une très forte chute de leur angle de frottement en présence d'eau contrairement aux éprouvettes issues de sites gréseux qui sont moins affectés par la présence d'eau.

Les sites E et K, qui correspondent à des faciès gréseux, sont ceux présentant les angles de frottement les plus élevés en conditions sèches (respectivement 40 et 44°) et conservent de très bonnes caractéristiques en conditions humides. Pour les échantillons les plus argileux, l'angle de frottement est fortement réduit et descend jusqu'à 15° pour le site B (site le plus argileux, cf. chapitre 3).

L'influence de l'eau n'a été évaluée que pour des durées d'immersion courtes et ne permet donc pas de complètement caractériser le comportement de la discontinuité lors d'une immersion prolongée (ce qui peut se produire dans le cas de terrains situés à proximité directe de la Vilaine) qui sera forcément fonction du degré d'argilisation du schiste.

Dans le sens retour, les éprouvettes sèches ne développent pas ou peu de cohésion apparente mais présentent des angles de frottements supérieurs aux éprouvettes cisaillées en conditions humides dans le même sens, à l'exception de l'éprouvette E (tableau 4.4).

Le comportement dilatant ou contractant des discontinuités testées semblent davantage lié à la géométrie de l'éprouvette testée qu'au site de prélèvement dont il est issu puisqu'une variation importante intra-site est observée. Néanmoins, les éprouvettes à faciès argileux et surface peu rugueuse, cisaillées sous eau, ont davantage tendance à avoir un comportement très faiblement dilatant (angles de dilatance de quelques degrés) voire exclusivement contractant. Ce comportement contractant peut être imputé à la déformation de la matrice rocheuse constitutive des épontes, notamment pour les échantillons les plus argileux.

Les rigidités tangentielles développées par les éprouvettes durant les différents essais sont faibles quel que soit le site considéré ce qui semble logique compte tenu du fait que les essais sont réalisés sur des joints ouverts et sous des contraintes normales faibles. Une augmentation de la rigidité tangentielle avec la contrainte normale indépendamment des conditions hydriques d'essai peut également être observée pour une majorité de sites.

La caractérisation des discontinuités constitue la dernière partie de la caractérisation mécanique des schistes du Briovérien. Le chapitre suivant s'attarde sur les relations pouvant être établies entre les paramètres mécaniques établis au chapitre 4 et 5 et des résultats d'essais visant à évaluer la résistance à l'attrition ou à l'usure des schistes.

Chapitre 6 : Tentative de classification adaptée aux schistes du Briovérien

1. Introduction

Un nombre important d'essais visant à caractériser physiquement et mécaniquement les schistes du Briovérien prélevés dans la région rennaise a été présenté dans les chapitres précédents. Ce dernier chapitre a pour but d'évaluer les relations existantes entre les résultats des différents essais et de tenter d'établir une classification des différents échantillons testés. En effet, les données habituelles fournies par les études géotechniques (modules pressiométriques, pressions limites) ne permettent pas toujours de modéliser correctement le comportement des schistes briovériens à la fois lors du forage des éléments verticaux mais aussi lors des phases d'excavation.

Des rappels sont réalisés dans un premier temps sur les différents systèmes de classification utilisés pour les massifs rocheux (principalement dans le cadre de la réalisation de tunnels) et les paramètres sur lesquels se basent ces systèmes. Ces classifications, aboutissant à l'attribution d'une note empirique pour le massif rocheux, visent avant tout à estimer de manière indirecte les propriétés mécaniques du massif. Ces classifications sont donc principalement utilisées dans les phases de pré-étude des projets lorsque peu d'informations sont disponibles sur le massif.

Ces classifications, nécessitent toutefois un certain nombre de paramètres d'entrée qui ne sont pas forcément disponibles au stade d'un avant-projet. En conséquence, une proposition de paramètres issus d'essais de broyabilité et Micro-Deval, adaptés afin de caractériser les schistes, est présentée afin de les relier aux paramètres physiques et mécaniques présentés dans les chapitres 3 et 4. Les paramètres proposés ont pour objectif d'apporter des informations supplémentaires aux essais présentés dans les chapitres précédents afin de mieux anticiper leur comportement durant les différentes phases de réalisation d'un soutènement.

2. Rappels sur les classifications des massifs rocheux

2.1 Rock Mass Rating (RMR)

Le Rock Mass Rating (RMR) est un indice mis au point par Bieniawski en 1973 et qui a subi plusieurs modifications au cours du temps pour aboutir à la version actuellement utilisée RMR_{89} (Bieniawski, 1989). Cet indice est la somme de 5 notes quantifiant chacune un aspect du massif rocheux ainsi qu'une 6ème note d'ajustement, leur somme aboutissant à une note comprise entre 0 et 100. Les 6 notes se décomposent comme décrit ci-après :

- A1 : *Strength of intact rock material* : Note de 0 à 15, établie à partir de la résistance de la matrice rocheuse (résistance à la compression uniaxiale ou résistance à la compression entres pointes).

- A2 : *Drill Core Quality* : Note de 3 à 20 sur la qualité du rocher sur carottes, déterminée d'après le RQD (Rock Quality Designation, Deere, 1964).
- A3 : *Spacing of discontinuities* : Note de 5 à 20, sur l'espacement des discontinuités.
- A4 : *Conditions of discontinuities* : Note de 0 à 30, sur l'état des discontinuités (extension, ouverture, rugosité, remplissage et altération des épontes).
- A5 : *Groundwater conditions* : Note de 0 à 15 sur les conditions hydrogéologiques (débit et/ou pression des venues d'eau)
- B : Adjustement for joint orientation : note de -12 à 0 pour les tunnels, -25 à 0 pour les fondations et -60 à 0 pour les talus, en fonction de l'orientation des discontinuités.

$$RMR_{basic} = A1 + A2 + A3 + A4 + A5 \quad (2.1)$$

$$RMR_{89} = A1 + A2 + A3 + A4 + A5 + B \quad (2.2)$$

L'équation 2.1 présente le calcul du RMR caractéristique du massif tandis que l'équation 2.2 correspond au RMR pour les travaux souterrains.

Les critiques qui peuvent être formulées (AFTES, 2003) à l'encontre du RMR est la répartition inégale des notations concernant pour 70% la fracturation et seulement pour 15% la matrice rocheuse et pour 15% les conditions hydrogéologiques et sans prise en considération de l'état de contraintes in situ. En conséquence, le RMR doit être limité aux massifs dont la matrice rocheuse présente une bonne résistance et dont le comportement est régi quasi exclusivement par les discontinuités.

Le tableau présenté en annexe 7.1, récapitule les différentes données permettant de calculer le RMR ainsi que les classes de massif qui en sont déduites et les propriétés associées à ces classes.

2.2 L'indice Q

L'indice Q a été développé par Barton et al. (1974) au Norwegian Geotechnical Institute (NGI) et est principalement destinée aux excavations réalisées dans des terrains à contraintes horizontales élevées (AFTES, 2003). L'indice Q varie entre 0.001 pour un massif de très mauvaise qualité et 1000 pour un massif très bon (intervalle théorique qui est réduit entre 0.005 et 50 dans la plupart des cas pratiques) et est calculé selon la relation 2.3.

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF} \quad (2.3)$$

Avec:

RQD: *Rock Quality Designation.*
J_n: *Joint set number*, caractérise le nombre de familles de discontinuités.
J_r : *Joint roughness number*, caractérise la rugosité des discontinuités les plus défavorables.
J_a : *Joint alteration number*, caractérise le degré d'altération des discontinuités ou de leur remplissage (discontinuités les plus altérées).
J_w : *Joint water reduction*, facteur prenant en compte les arrivées d'eau potentielles (débit et pression).
SRF : *Stress reduction factor*, coefficient d'ajustement en fonction des contraintes.

Le tableau 2.1 présente les plages de variations extrêmes des différents paramètres intervenant dans le calcul de l'indice Q. La détermination des valeurs des différents paramètres peut être faite par le biais des différents tableaux présentés en annexe 7.2.

Tableau 2.1 Plages de variation des paramètres de calcul de l'indice Q (d'après AFTES, 2003).

Paramètres	Conditions les plus défavorables	Conditions les plus favorables	Plages de variation (rapport maximal)
RQD	10	100	10
J_n	20	0.5	40
J_r	0.5	4	8
J_a	20	0.75	27
J_w	0.05	1	20
SRF	20*	0.5	40

** : Des valeurs beaucoup plus fortes, allant jusqu'à 400, ont été proposées par Barton pour des conditions très exceptionnelles d'ouvrages à grande profondeur avec risques de décompressions violentes immédiates.*

L'indice Q est le produit de trois coefficients portant chacun sur un aspect du massif. Le rapport RQD/J_n quantifie l'effet de la taille des blocs, J_r/J_a la qualité mécanique entre les blocs et J_w/SRF l'état initiale du massif par rapport à l'eau et aux contraintes. Il dépend donc principalement de paramètres non intrinsèques de la roche tel que l'état de contraintes dans le massif mais ne considère pas directement les paramètres de résistance mécanique de la matrice rocheuse ni l'orientation des discontinuités par rapport à l'ouvrage.

2.3 Le Geological Strength Index (G.S.I.)

Contrairement aux indices RMR et Q, le GSI ne constitue pas un système de classification à proprement parler mais il s'appuie sur les deux indices précédents pour permettre la détermination des paramètres mécaniques du massif rocheux. En effet, introduit par Hoek (1994), le GSI utilise des versions modifiées des deux précédents index noté RMR' et Q'. Le RMR' est calculé comme le RMR de base mais en imposant une valeur de 15 pour le paramètre A5 (équation 2.4). Q' est calculé en ne prenant pas en compte le 3ème facteur de la relation relatif à l'eau (équation 2.5).

$$RMR' = A1 + A2 + A3 + A4 + 15 \quad (2.4)$$

$$Q' = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \quad (2.5)$$

Suivant la valeur de RMR' obtenue, le GSI est calculé tel que présenté aux équations 2.6a et 2.6b.

$$\text{Pour RMR'} > 23 : GSI = RMR' - 5 \quad (2.6a)$$

$$\text{Pour RMR'} < 23 : GSI = 9(logQ' + 44) \quad (2.6b)$$

La valeur du GSI peut également être estimée à partir d'observations directes du massif et l'utilisation de la table présentée en annexe 7.3 et varie entre 5 et 85. Il est utilisé pour déterminer les paramètres du critère de rupture d'Hoek et Brown (1997) dont l'expression généralisée est présentée en équation 2.7.

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci}\left[m_b \times \frac{\sigma'_3}{\sigma_c} + s\right]^a \quad (2.7)$$

Avec:

- σ'_1 : la contrainte effective maximum à la rupture
- σ'_3 : la contrainte effective minimum à la rupture
- σ_{ci} : la résistance à la compression de la matrice rocheuse intacte
- m_b : est une valeur caractéristique du massif
- s et a sont des constantes adimensionnelles qui dépendent de l'état et du degré de fracturation du massif rocheux (pour la roche intacte s = 1)

m_b , s et a sont déterminés à l'aide du GSI.

$$m_b = m_i \times \exp\left(\frac{GSI-100}{28}\right) \quad (2.8)$$

Avec m_i une constante dépendant de la nature de la roche mais très proche de l'indice de fragilité qui correspond au rapport de la résistance à la compression sur la résistance à la traction de la roche intacte).

Pour GSI > 25 :

$$s = \exp\left(\frac{GSI-100}{9}\right) \text{ et a = 0.5} \quad (2.9a \text{ \& } 2.9b)$$

Pour GSI < 25 :

$$\text{s = 0 et } a = 0.65 - \frac{GSI}{200} \quad (2.10a \text{ \& } 2.10b)$$

Des relations permettant de déduire des valeurs d'angle de frottement et de cohésion à partir du critère de Hoek et Brown ont été proposées et synthétisées par Hoek (1990).

2.4 Classification utilisée sur la ligne b du métro de Rennes

Les nombreuses campagnes de reconnaissance géotechniques menées pour la réalisation de la seconde ligne de métro de Rennes ont conduit les concepteurs, et notamment la société ARCADIS, à élaborer une classification des schistes du Briovérien s'appuyant sur la classification de l'altération et de la densité de discontinuité proposée par l'AFTES (2003) dont les classes sont définies dans les tableaux 2.2 et 2.3.

Tableau 2.2 Description et classes d'état d'altération des massifs rocheux (AFTES 2003).

Classes	Termes descriptifs du degré d'altération du massif rocheux
AM1a	***Rocher sain***
AM1b	***Rocher faiblement altéré*** Altération limitée aux surfaces de discontinuités principales ; rocher sain dans la masse
AM2	***Rocher légèrement altéré*** Altération faible dans la masse rocheuse mais bien développée sur les discontinuités
AM3	***Rocher modérément altéré*** Altération bien visible dans toute la masse rocheuse mais matériau non friable
AM4	***Rocher très altéré*** Forte altération dans toute la masse rocheuse
AM5	***Rocher complètement altéré*** La texture et les fissures importantes sont toujours visibles
AM6	***Rocher complètement décomposé (altérites)*** Texture et fissuration non reconnaissables sol résiduel - pas de remaniement

Tableau 2.3 Classes de densité de discontinuités le long d'une ligne de mesure (AFTES 2003).

Classes	Valeurs de l'indice ID cm	Termes descriptif de la densité de de discontinuité
ID1	>200	Densité de discontinuité très faible
ID2	60-200	Densité de discontinuité faible
ID3	20-60	Densité de discontinuités moyennes
ID4	6-20	Densité de discontinuités forte
ID5	<6	Densité de discontinuités très forte

Les deux paramètres AM et ID sont ensuite pondérés (le critère de fracturation étant prépondérant pour des matériaux non « friables » tandis qu'il devient secondaire pour des matériaux « friables ») et combinés pour aboutir à une classification hybride présentée au tableau 2.4.

Tableau 2.4 Classification proposée des massifs rocheux rennais (Arcadis, 2012).

Classe d'altération		Classe de discontinuité (« fracturation »)		Classification proposée
AM6	Roche décomposée = sol résiduel non remanié	-		ALT (altérites)
AM5-AM4	Très friable à friable	-		BR D
AM3-AM1	Non friable	ID5 ID4-ID3 ID2-ID1	Fragmenté Très fracturé à fracturé Peu fracturé	BR C BR B BR A

On remarque donc que mis à part l'indice de discontinuité qui peut être quantifié la classification proposée est davantage qualitative que quantitative puisque l'estimation de l'altération n'est basé sur aucun paramètre physique autre que l'observation du massif in situ. Cette classification bien qu'intéressante, ne permet pas à elle seule d'évaluer la qualité réelle des terrains qui seront rencontrés lors des forages et terrassements. Les schistes appartenant à la classe BRD se trouvent à des profondeurs assez proches de la surface (entre 0 et 20 m de profondeur) dans la majorité des sondages réalisés pour la seconde ligne de métro. Hors les prélèvements que nous avons réalisés se situent tous dans cet intervalle de profondeur et sont extrêmement variables ce qui confirmerait la nécessité de création d'un sous-groupe pour le faciès BRD.

2.5 Conclusions sur les classifications existantes

Différents systèmes d'évaluation de la qualité des massifs rocheux existent et sont couramment utilisés de nos jours, principalement dans le domaine de la conception et de la construction d'ouvrages souterrains. Leur utilisation est toutefois moins répandue pour les problèmes de soutènements en surface.

Dans le cadre de la problématique particulière des schistes briovériens, les systèmes de type RMR ou indice Q se révèlent inadaptés. En effet, l'utilisation de ces classifications est principalement destinée à la caractérisation de massifs dont la matrice rocheuse présente de bonnes caractéristiques mécaniques et dont le comportement est donc majoritairement conditionné par les discontinuités dans le massif. Ces indices sont calculés en grande partie à partir d'observations qualitatives qui seront donc dépendantes de l'observateur. Ces indices, utilisés principalement dans le domaine des tunnels, sont difficilement extensibles aux roches tendres (Chalhoub, 2006) tels que les schistes dont la matrice, qui est anisotrope, peut présenter des degrés d'altération très variables et être très sensibles à la présence d'eau comme on a pu le voir dans le chapitre 4. Le comportement du massif sera donc conditionné par les caractéristiques de la matrice et des discontinuités dans des proportions qui ne sont pas facilement identifiables.

La classification proposée par ARCADIS, dans son mémoire géotechnique de conception, permet d'attribuer à chaque sous-classe du Briovérien des paramètres mécaniques (cohésion, angle de frottement, module pressiométrique...). Toutefois la distinction entre altérites et BRD, correspondant à la classe la plus altérée des schistes est sujette à interprétation de la part du géotechnicien. Cette distinction nécessite donc de s'appuyer sur des paramètres quantitatifs.

Dans cette optique, des essais simples ont été utilisés pour quantifier l'altération des schistes briovériens et à faire le lien entre les paramètres mesurés et les propriétés mécaniques établies dans les chapitres précédents.

3. Caractérisation physique à l'échelle macroscopique

En vue d'établir des indicateurs quantitatifs du degré d'altération des schistes briovériens, deux essais usuellement utilisés en technique routière ont été modifiés afin de caractériser les schistes briovériens.

3.1 Essai d'abrasivité et de broyabilité fractionnée

3.1.1 Principe

L'essai d'abrasivité mis au point par le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (désormais Institut français des sciences et technologies des transports, de l'aménagement et des réseaux), est principalement utilisé pour la caractérisation des granulats de chaussées (AFNOR, 1990 ; AFNOR 2000c). Le principe de l'essai est de soumettre un échantillon de roche, préalablement réduit à la fraction 4/6,3mm, à l'action d'une plaquette en acier en rotation (voir figure 3.1). La plaquette, de dimensions 50 x 25 x 5 mm et d'une masse d'environ 42 grammes, tourne à une vitesse constante de 4500 tours par minute. Une masse de 500 g de matériau sec est nécessaire à la réalisation de l'essai.

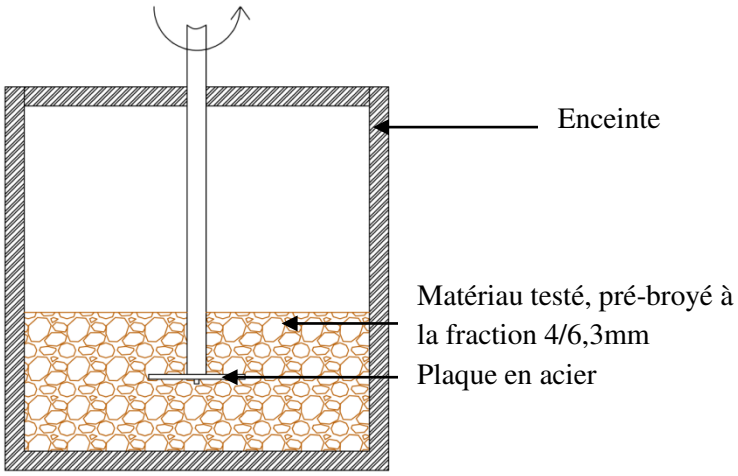


Figure 3.1 Schéma de principe de l'essai de d'abrasivité et de broyabilité.

L'objectif de l'essai est de déterminer dans un premier temps l'abrasivité des granulats en mesurant pour cela la perte de masse de la plaquette en acier après une durée de 5 minutes. L'abrasivité des granulats est calculée selon la formule 3.1.

$$A_{BR} = \frac{M_0 - M}{G_0} \qquad \text{(g/T)} \qquad (3.1)$$

Avec : M_0 la masse en grammes de la plaquette au début de l'essai, M sa masse après 5 minutes d'essai et G_0 la masse de granulat initiale en tonnes.

L'abrasivité ainsi calculée permet d'évaluer le potentiel d'usure des équipements permettant d'extraire le matériau. L'AFTES (2003) donne le tableau, rappelé ci-dessous de classification de l'abrasivité d'un matériau selon les résultats de l'essai LCPC.

Tableau 3.1 Classes d'abrasivité à partir de l'essai LCPC (AFTES, 2003).

Classe	**Valeur de l'indice d'abrasivité**	**Termes descriptifs d'abrasivité**
ABR 1	ABR > 2000	Abrasivité très forte
ABR 2	1500 < ABR < 2000	Abrasivité forte
ABR 3	1000 < ABR < 1500	Abrasivité moyenne
ABR 4	500 < ABR < 1000	Abrasivité faible
ABR 5	0 < ABR < 500	Abrasivité très faible

Cette classification est davantage adaptée aux roches présentant une bonne résistance mécanique qu'aux terrains plus ou moins altérés du Briovérien, qui comme nous l'avons vu précédemment varient pétrographiquement des schistes aux arkoses en passant par les grès. Thuro *et al*. (2006) ont proposé une classification alternative à celle-ci-dessus afin de mieux caractériser les matériaux présentant une faible abrasivité (tableau 3.2).

Tableau 3.2 Classes d'abrasivité d'après Thuro et al. (2006).

ABR (g/t)	Termes descriptifs d'abrasivité	Exemple de roches
0-50	Pas abrasif	Matériau organique
50-100	Pas très abrasif	Marne
100-250	Peu abrasif	Ardoise
250-500	Moyennement abrasif	Schistes et grès
500-1250	Très abrasif	Basalte, granite
>1250	Extrêmement abrasif	Amphibolite, quartzite

Le deuxième paramètre mesuré avec cet essai est la capacité du matériau testé à résister à une sollicitation mécanique plus importante en prolongeant l'essai de 10 minutes, durée au bout de laquelle la masse de « micro » éléments générés (< 1,6mm) est mesurée. Cette mesure permet ainsi de calculer l'indice de broyabilité du matériau à partir de la définition 3.2.

$$Indice\ de\ broyabilité = IB = \frac{m_{fines<1.6mm}}{m_{initial}} \times 100 \quad (3.2)$$

Cette indice permet d'évaluer directement la résistance au fractionnement des granulats et donc leur potentiel en vue d'une utilisation dans la formulation d'enrobés. Les échantillons peuvent être classés en fonction de leur indice de broyabilité selon le tableau 3.3.

Tableau 3.3 Classes de broyabilité d'après Büchi et al. (1995).

Classe de broyabilité	IB (%)
Très basse	0-25
Basse	25-50
Moyenne	50-75
Haute	75-100
Très Haute	>100

L'abrasivité et la broyabilité d'une roche est principalement conditionnée par sa composition minéralogique et notamment sa teneur en quartz mais également la cohésion entre les grains et leur taille (AFTES, 2003).

3.1.2 Adaptation de l'essai

La quantité limitée de matériau disponible pour la réalisation des essais ainsi que la forte broyabilité observée pour les premiers prélèvements testés (proche des 100% après 15 minutes d'essais) réalisés conformément à la norme a conduit à adapter l'essai. La durée de l'essai a ainsi été ramenée à 5 min et la quantité de matériau testée a été réduite de 500 g à 200 g. Afin de mieux différencier les prélèvements, l'essai de broyabilité a également été mené de façon « fractionnée » dans le temps. La production d'éléments inférieurs à 1,6mm a ainsi été mesurée toutes les 15 secondes durant les 105 premières secondes de l'essai puis 2 mesures supplémentaires à 180 et 300 secondes ont été réalisées.

Pour chaque mesure, l'échantillon a été tamisé puis les éléments pesés avant de replacer l'ensemble passant et refus dans le récipient pour continuer l'essai. La masse de matériau replacée dans l'appareil a également été pesée afin de prendre en compte les éventuelles pertes durant les différents transferts.

Une étude de répétabilité fut menée dans un premier temps sur les échantillons disponibles en plus grande quantité (à savoir A, C2 et D présentant tout trois des faciès argileux). Les résultats de l'étude ont été étendus aux échantillons gréseux. Pour ces prélèvements l'essai a été répété 4 fois et a montré un écart maximal de 7% de la broyabilité au bout de 5 minutes. La décision a donc été prise de se limiter à un essai par faciès pour le reste des prélèvements afin de limiter la quantité de matériau consommée par l'essai (selon les prélèvements entre 2 et 4 kg de matériau ont été nécessaires pour obtenir 200 g de granulats de la fraction 4/6.3mm).

3.1.3 Résultats et interprétation

- *En termes d'abrasivité*

L'abrasivité du matériau a été estimée au cours de différents essais réalisés. Les résultats sont regroupés dans le tableau 3.4.

Tableau 3.4 Coefficient d'abrasivité des différents prélèvements.

Faciès	A	B	C1	C2	C3	D	E	F	G	H	I	J2 beige	J2 gris	J3	J4	K1	K3	L1	L2
Coefficient d'abrasivité (g/t)	**150**	0	**100**	0	0	**150**	**300**	**50**	0	**100**	0	**250**	**50**	**350**	**50**	0	0	0	0

D'après la classification AFTES, présentée au tableau 3.1, la totalité des échantillons peut être classée comme très faiblement abrasif (classe ABR 5). Si l'on se réfère à la classification de Thuro présentée au tableau 3.2, une grande partie des échantillons (B, C2, C3, G, I, K1, K3, L1, L2, F, J2 gris, J4) ayant une abrasivité nulle ou très faible est classée dans la catégorie des matériaux organiques ce qui n'est pas le cas, mais ceci correspond plus à un degré d'altération important. Trois prélèvements seulement (E, J2 beige et J3) présentent une abrasivité moyenne caractéristique des schistes et grès toujours selon cette même classification. Toutefois, J2 ayant été identifié comme un microgranite, il s'agit ici d'un cas particuliers. Les autres prélèvements présentant une abrasivité extrêmement faible ou nulle, cela ne permet pas de différencier les échantillons. En effet, un coefficient d'abrasivité mesuré de 100g/t correspond à une variation de la masse de la plaquette de 0.02 grammes et qui est donc du même ordre de grandeur que l'incertitude sur la mesure (±0.01 grammes) c'est pourquoi cette mesure n'a pas fait l'objet d'une étude plus poussée.

- *En termes de broyabilité*

Les résultats des essais, présentant l'évolution de l'indice de broyabilité en fonction du temps de chaque site testé, sont tracés sur la figure 3.2.

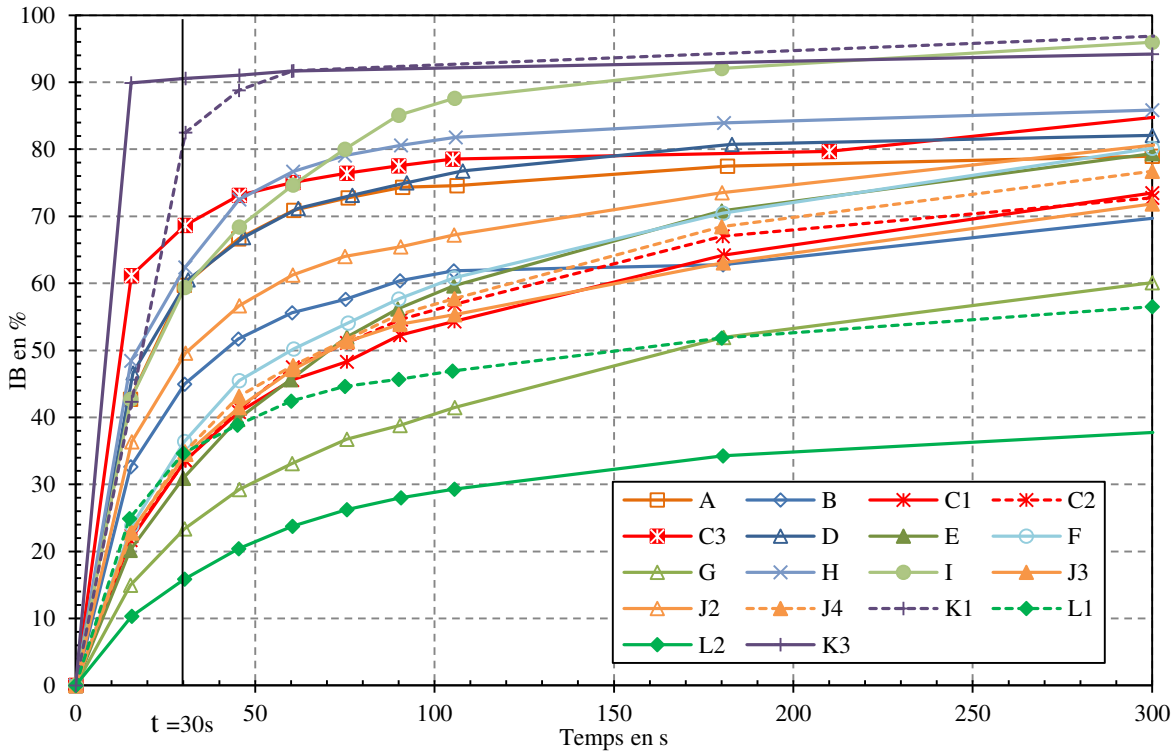


Figure 3.2 Evolution de l'indice de broyabilité des différents prélèvements au cours de l'essai.

Les valeurs de l'indice de broyabilité obtenues en fin d'essai (après 5 minutes de sollicitation) permettent de discriminer trois groupes de comportement : ceux présentant les valeurs les plus faibles, inférieures à 60% (G, L1 et L2), ceux présentant les valeurs les plus fortes, supérieures à 94% (K3, K1 et I), et enfin le reste des sites, présentant des valeurs comprises entre 70% et 86%. D'après la classification de Büchi et al., présentée au tableau 3.3, les prélèvements testés se situent dans la classe de broyabilité haute à très haute. En effet, malgré une durée de sollicitation réduite par rapport à la procédure standard, les valeurs de broyabilité obtenues se situent déjà dans les classes supérieures de broyabilité.

Les différences entre les échantillons sont les plus importantes durant les 105 premières secondes de l'essai. Certains prélèvements (J2, K1, K3) atteignent très rapidement, c'est-à-dire dans les 60 premières secondes, un très haut indice de broyabilité tandis que d'autres (E, F, C3…) voient leur indice de broyabilité augmenter beaucoup plus lentement. Néanmoins, au fur et à mesure de la progression de l'essai, l'ensemble des broyabilités tend vers une gamme de valeurs plus réduite si l'on excepte les 3 échantillons présentant les broyabilités les plus faibles.

Afin d'avoir un paramètre permettant de mieux discriminer les prélèvements, la pertinence de la mesure de la broyabilité à un instant a été évaluée avec une analyse en composantes principales (ACP, figure 3.3) basée sur les variables suivantes : indices de broyabilité de 30 à 300 secondes, masse volumique sèche et intensité des pics de diffraction des différents minéraux identifiés au DRX (quartz, chlorite, illite, kaolinite et éventuellement smectite) pour les différents sites testés. La figure 3.3 montre clairement que les projections de tous les indices de broyabilité entre 30 et 300 s sur le cercle des corrélations (figure de droite) sont très proches. Le choix a été fait d'utiliser l'indice de broyabilité après 30 s (nommé par la suite IB30) permettant une bonne différenciation des sites comme cela peut être observé sur la figure 3.2. Les valeurs d'IB30 pour l'ensemble des prélèvements sont présentées dans le tableau 3.5.

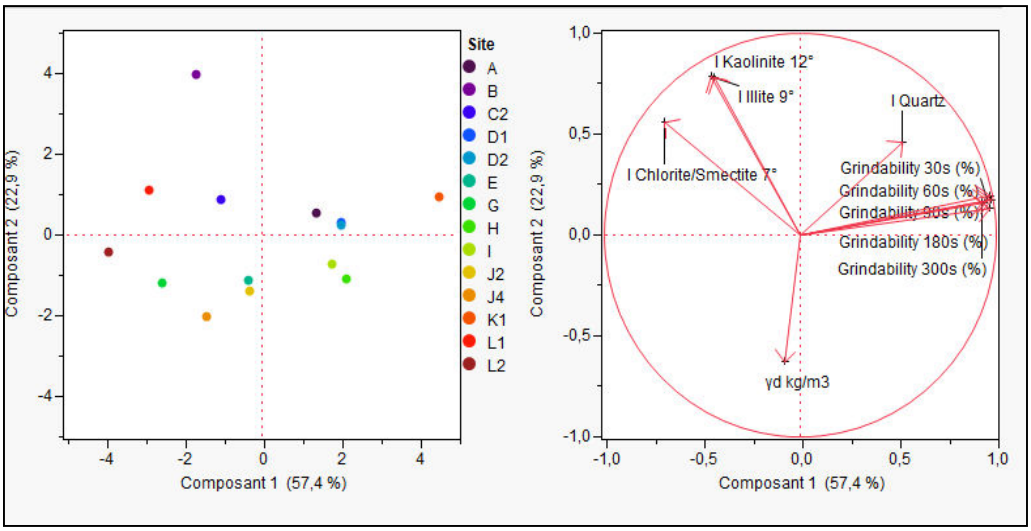


Figure 3.3 Analyse en composantes principales sur l'indice de broyabilité.

Tableau 3.5 Indice de broyabilité à 30 secondes.

Prélèvement	IB30 (%)	Prélèvement	IB30 (%)
A	59,7	**I**	59,4
B	45	**J2 marron**	49,6
C1, C2	33,6	**J2 gris**	74,5
C3	68,7	**J3**	34,5
D	60,5	**J4**	34,9
E	30,9	**K1**	82,5
F	36,4	**K3**	90,6
G	23,4	**L1**	34,7
H	62,4	**L2**	15,9

A priori, l'IB30 doit diminuer avec l'augmentation de la masse volumique apparente des échantillons mais la corrélation entre ces deux paramètres est faible et cette assertion n'est donc pas confirmée par les essais.

Cette analyse permet tout d'abord de mettre en évidence la très forte relation existant entre les indices de broyabilité après différentes durées. Notons que l'intensité des pics de quartz est également reliée à l'indice de broyabilité. Les pics d'intensité de l'illite et de la kaolinite présentent par contre un degré de corrélation faible avec la broyabilité quant au pic représentatif de la chlorite ou la smectite, il semble avoir une corrélation avec la broyabilité du même ordre de grandeur que le quartz. La projection des sites sur le plan des composantes principales (gauche de la figure 3.3) ne permet pas d'envisager des regroupements entre les différents sites. En traçant l'évolution de l'IB30 en fonction de l'intensité du pic de chlorite et du pic de quartz (figure 3.4), plusieurs tendances se dessinent. D'une part l'augmentation de l'intensité du pic de chlorite ou smectite s'accompagne d'une diminution de l'IB30. A l'inverse, l'augmentation de l'intensité du pic de Quartz s'accompagne de l'augmentation de l'indice de broyabilité à 30 secondes. Toutefois, on remarque sur la figure 3.4 une dispersion non négligeable des points dans le cas du pic de chlorite/smectite et du quartz, combiné à un effet de levier

des prélèvements (la quasi-totalité des points est regroupée en dessous d'une intensité de 2500). L'effet observé dans l'analyse en composantes principales pour le quartz n'est donc pas réellement significatif.

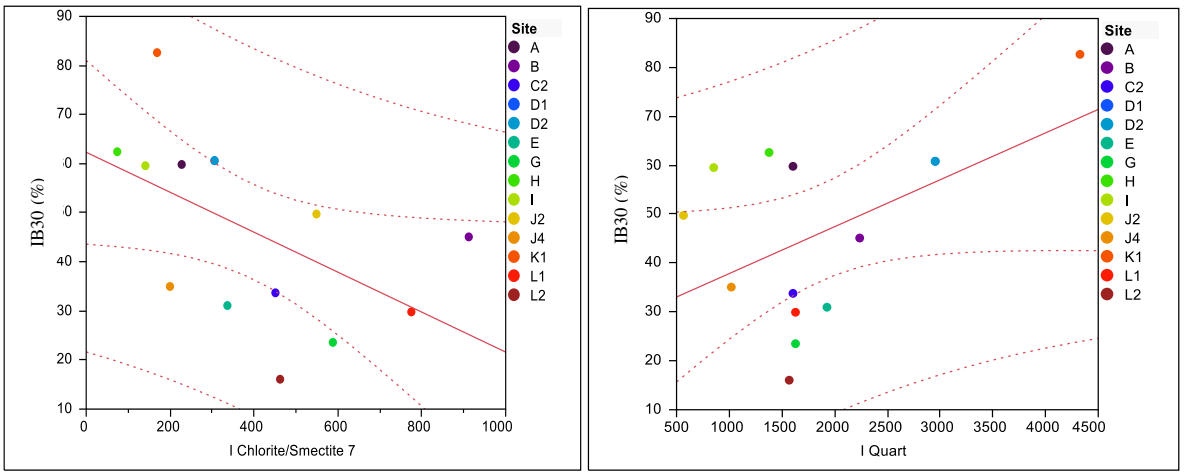


Figure 3.4 Evolution de l'IB30 en fonction du pic de chlorite/smectite (gauche) ou du pic de quartz (droite). En pointillés les intervalles de confiance des valeurs individuelles et intervalle de confiance des moyennes conditionnelles.

Le lien entre la broyabilité et la résistance en compression uniaxiale du matériau est examiné dans le quatrième paragraphe de ce chapitre.

3.2 Essai de caractérisation de la résistance à l'usure basé sur le Micro Deval

3.2.1 Principe

L'essai Micro-Deval (AFNOR 2011 ; Thuro et al. 2006) est principalement utilisé pour la caractérisation de granulats destinés à la réalisation de chaussées. Il évalue leur résistance à l'usure par attrition. L'essai, en condition sèche, consiste à exposer des granulats (d'une fraction précise) à l'action d'une charge abrasive constituée de billes en acier (diamètre des billes 10mm ±0.5mm). La masse de billes utilisée est à adapter en fonction de la fraction granulométrique testée. L'ensemble granulats et billes est placé dans un cylindre (200 ± 1mm) entrainé en rotation à vitesse constante (100 tours/min) pendant 12000 tours soit 2 heures. A l'issue de l'essai, l'ensemble du contenu du cylindre est tamisé sur un tamis de maille 1.6 mm et le refus est utilisé pour calculé le coefficient Micro Deval.

La sollicitation imposée au matériau testé est conditionnée par la quantité de billes utilisée pour l'essai mais également par la vitesse de rotation de la jarre d'essai. En effet, on distingue deux régimes de fonctionnement qui sont présentés ci-après et qui dépendent de la vitesse de rotation de la jarre. Celle-ci atteint une vitesse critique lorsque que les billes sont plaquées contre les parois de la jarre et y glissent sans retomber vers le centre de la jarre.

Le régime supercritique : Ce mode de fonctionnement est atteint pour une vitesse de rotation de la jarre supérieure à la vitesse dite critique. Diveu en 1989 (cité par Takarli, 2007) a montré que la vitesse critique définissant la vitesse de rotation minimale, à partir de laquelle le régime supercritique est atteint, est liée au diamètre de la jarre (dans le cas de boulets en porcelaine étendu ici aux billes en acier) par la relation présentée en 3.3.

$$N_c = \frac{42,3}{D^{1/2}} \quad (3.3)$$

Avec D le diamètre de la jarre en mètre et Nc la vitesse de rotation en tours par minute.

Le régime sous-critique : Il s'agit d'un mode de fonctionnement où la vitesse de l'essai reste inférieure à la vitesse critique. Il englobe deux modes de fonctionnement possibles. Si la vitesse de rotation est suffisamment réduite, les billes glissent les unes sur les autres, il s'agit du régime en cascade. Pour une vitesse supérieure, tout en restant inférieure à la vitesse critique, une partie des billes se décrochent de la paroi et vient ensuite percuter l'ensemble billes et échantillon restés au contact de la paroi.

Dans le cadre de notre étude, les jarres utilisées pour les essais présentent un diamètre moyen de 20 cm. L'application de la formule (3.3) conduit à une vitesse critique de 95 tours/minute. La vitesse de l'appareillage utilisée étant fixée à 100 tours/minutes, le régime de fonctionnement a donc été considéré comme supercritique. En conséquence, l'usure du matériau testé s'est faite exclusivement par attrition (pas de fragmentation due à la retombée des billes sur l'éprouvette).

3.2.2 Adaptation de l'essai aux matériaux fragiles

L'utilisation de l'essai Micro-Deval type s'est révélée inadaptée à notre matériau. En effet, l'exposition des granulats à une sollicitation de longue durée, pour les premiers sites testés, a conduit à leur destruction quasi-totale. L'exploitation du seul coefficient Micro-Deval n'a donc pas permis de différencier les échantillons. En conséquence, l'essai a été adapté afin de mieux répondre aux matériaux testés en se basant sur les travaux de Takarli (2007) visant à la caractérisation de matériaux tels que des granites utilisés dans les barrages à enrochement. Dans son étude, Takarli remplace les granulats par des petites éprouvettes de formes parallélépipédiques ou de quart de disques de petites tailles (côtés de longueur inférieure à 20 mm).

La confection d'éprouvettes de taille si réduite s'est révélée être difficile pour la plupart des sites de prélèvements de schistes (arrêtes des éprouvettes endommagées lors de la découpe, fracturation des échantillons…) et les résultats obtenus difficilement exploitables. La taille des éprouvettes a donc été augmentée afin de permettre leur confection tout en limitant la quantité de matériau requise à cette fin. Néanmoins, comme pour les essais de compression, il a été impossible d'obtenir des éprouvettes de dimensions strictement identiques cependant des éprouvettes de dimensions de l'ordre de 60 x 30 x 30mm furent réalisées. Un schéma de l'essai est présenté en figure 3.5.

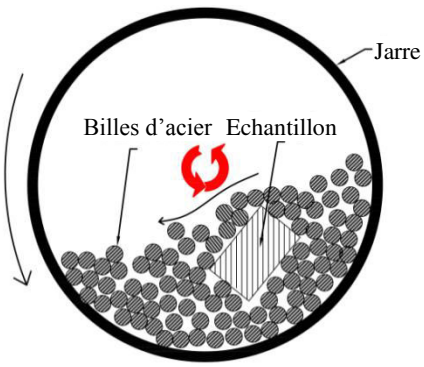


Figure 3.5 Schéma de l'essai.

L'autre modification majeure par rapport à l'essai Micro-Deval initial a été la mesure de la perte de masse de l'éprouvette testée à intervalle de temps régulier au lieu d'une mesure unique après 120 minutes d'essai.

3.2.3 Résultats et interprétation

L'essai a été réalisé pour l'ensemble des sites où du matériau a pu être prélevé en quantité suffisante. Pour chaque prélèvement 2 à 4 éprouvettes parallélépipédiques de dimensions variables (mais de l'ordre de 60x30x30mm) et de masse variant entre 140 et 180g ont été réalisées. Les éprouvettes ont été obtenues par sciage (scie à diamant) sous eau et leur découpe a posé de nombreux problèmes comme pour la confection des éprouvettes des essais de compression (cf. chapitre 4). L'obtention d'éprouvettes de dimensions rigoureusement identiques n'a donc pas été recherchée. Après taillage, les éprouvettes ont été séchées à l'étuve à 50°C jusqu'à ce que leur masse se stabilise ou, dans le cas d'échantillons pour lesquels le procédé est trop brutal (fissuration de l'échantillon), placées en salle sèche.

Avant de débuter un essai, les éprouvettes ont été mesurées et pesées. Elles ont ensuite été placées dans la jarre d'essai avec une masse de 3 kg de billes d'acier ce qui permet de respecter la condition de fonctionnement optimal d'un broyeur à boulet (Joisel et Birebent, 1952). L'essai a été réalisé en condition sèche du fait de la sensibilité importante de certains prélèvements à l'eau qui aurait rendu l'essai inexploitable. Une photographie du dispositif expérimental est présentée en figure 3.6.

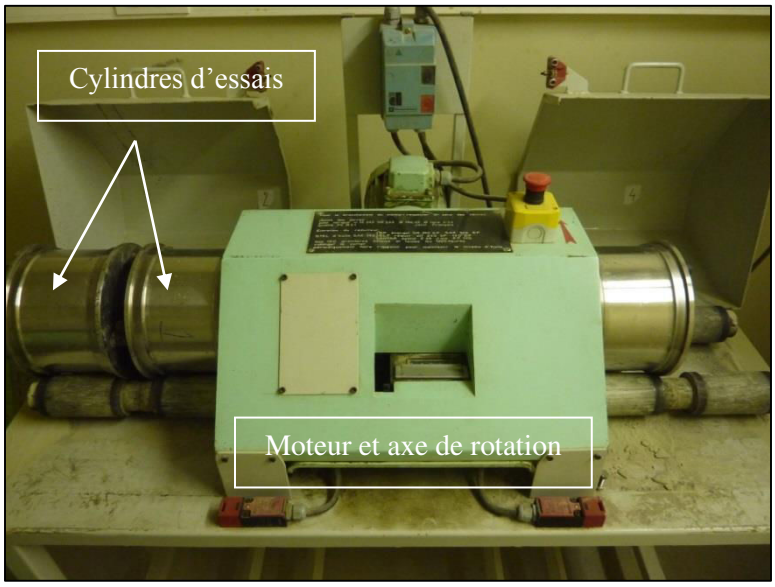


Figure 3.6 Dispositif expérimental.

Durant les 20 premières minutes de l'essai, des mesures toutes les 5 minutes ont été réalisées afin de suivre avec plus de précision la phase initiale durant laquelle les arrêtes de l'éprouvette s'usent et sont sujettes à fragmentation. Pour chaque mesure de perte de masse, l'essai a été arrêté et l'éprouvette nettoyée avec un chiffon et un pistolet à air comprimé afin de retirer la pellicule de matériau broyé qui était susceptible de se coller sur l'échantillon et pouvait donc fausser la mesure de la perte de masse. En effet, il s'agit de matière déjà "enlevée" qui ne doit donc pas être prise en compte dans la pesée de l'éprouvette. En cas de fracturation de l'éprouvette, la surface supplémentaire exposée à l'usure des billes a été également mesurée. Après les 20 premières minutes, l'essai a été poursuivi en ne pesant

l'éprouvette que toutes les 10 minutes jusqu'à la fin de l'essai portant la durée totale de l'essai à 120 minutes pour 13 points de mesure.
Le degré d'attrition subi par l'échantillon est fortement influencé par sa géométrie, comme l'a montré Takarli (2007), mais également par la surface exposée à l'action abrasive des billes en acier. Ce dernier point étant d'autant plus important qu'il n'était pas rare durant l'essai que l'éprouvette testée se fracture en un ou plusieurs morceaux. Dans ces conditions, la non prise en compte de la surface additionnelle exposée à l'usure peut conduire à des difficultés d'exploitation des résultats. En conséquence, la perte de masse d'une éprouvette à chaque point de mesure a été « normalisée » par la surface réellement exposée à l'action abrasive des billes selon la formule 3.4.

$$\Delta M_S = \frac{M_i - M_t}{M_i} \times 100 \times \frac{1}{S_{exposée}} \quad (3.4)$$

Avec M_i la masse initiale de l'éprouvette, M_t la masse de l'éprouvette au moment de la mesure et $S_{exposée}$ la surface réellement exposée à l'usure c'est-à-dire la surface de l'échantillon qui est en contact avec les billes (qui prend donc en compte les surfaces additionnelles amenées par la fragmentation éventuelle de l'échantillon durant l'essai).

Ainsi, sur la figure 3.7, est présentée la différence entre la mesure sans correction vis-à-vis de la surface exposée (3.7(a)) et avec prise en compte de cette surface (3.7(b)) pour les échantillons du site de prélèvement H.

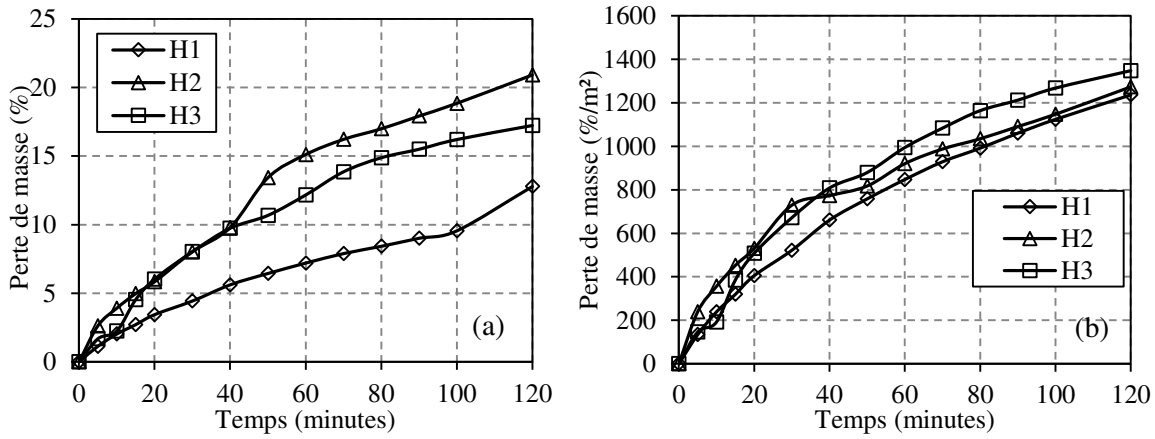


Figure 3.7 (a)Mesures non corrigées. (b) Mesures corrigées par la surface réelle des éprouvettes exposée à l'usure.

La non-prise en compte de cette fracturation conduit, comme cela est visible sur la figure de gauche à un décrochement de la courbe : la surface exposée à l'usure étant plus importante la perte de masse est plus rapide. En corrigeant la perte de masse par la surface exposée, l'accroissement de la perte de masse par unité de surface est constante voire diminue. Néanmoins, il est à noter que les courbes obtenues pour 3 échantillons issus du même prélèvement ne sont pas parfaitement superposées alors qu'elles ont été homogénéisées par rapport à la surface exposée. Plusieurs explications peuvent être avancées pour expliquer ce phénomène. Tout d'abord, la fracturation éventuelle des échantillons n'intervient pas forcément au même moment de l'essai et le nombre de morceau produit n'est pas obligatoirement identique. Or, les arrêtes étant davantage sujettes à une usure rapide, leur présence en quantité plus ou moins importante aura forcément un impact sur le résultat. Enfin la variabilité du matériau peut également expliquer les différences.

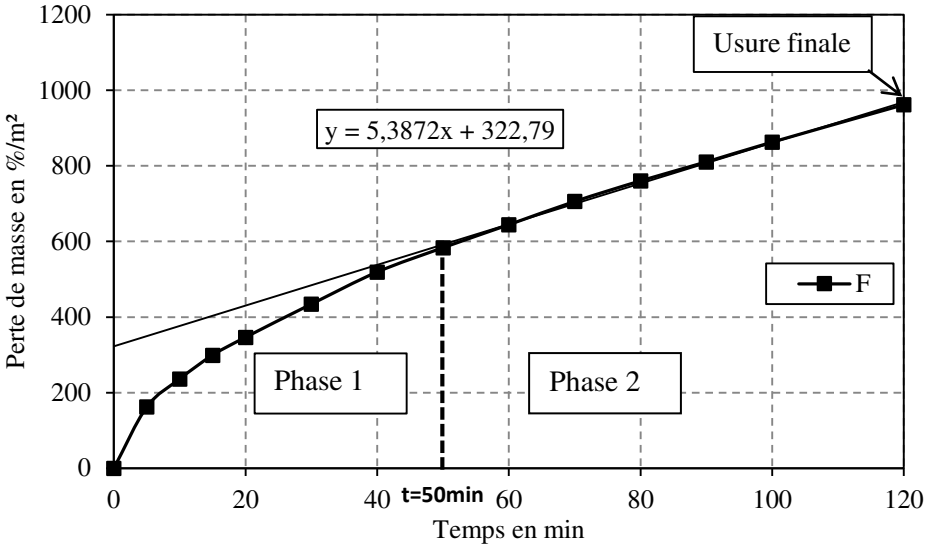


Figure 3.8 Définition des différentes phases de l'essai et des paramètres exploitables. Echantillon du site F.

L'essai peut être divisé en deux phases (figure 3.8) comme précédemment proposé par Takarli, Cependant pour les matériaux testés par Takarli les ordres de grandeur de perte de masse étaient beaucoup plus faibles (4% maximum à 120 minutes) :

Phase 1 :

La perte de masse durant cette phase est principalement due à l'usure des arrêtes de l'éprouvette (qui peuvent avoir été fragilisées durant la préparation de l'échantillon) par attrition et par fragmentation. C'est également durant cette phase que les éprouvettes testées se fracturent le plus.

Phase 2 :

Durant cette phase, et après avoir pris en compte éventuellement la surface supplémentaire exposée à l'usure du fait de la fragmentation de l'éprouvette, la perte de masse par unité de surface augmente de manière plus régulière et quasiment linéaire jusqu'à la fin de l'essai. Cette phase est liée aux propriétés intrinsèques du matériau testé. La perte de masse par unité de surface dans cette phase peut donc s'écrire selon l'équation (3.5).

$$\left(\frac{\Delta M}{M \times S}\right)_t = C_{Uh} \times t + \left(\frac{\Delta M}{MS}\right)_{t_{0\to 50min}} \quad (3.5)$$

Avec C_{uh} le coefficient d'usure homogénéisé qui correspond au coefficient directeur de la partie linéaire de la courbe, et $\left(\frac{\Delta M}{MS}\right)_{t_{0\to 50min}}$ l'ordonnée à l'origine de la partie linéaire c'est-à-dire la perte de masse homogénéisée due à l'émoussage des arrêtes principalement.

Les courbes d'essais (perte de masse en fonction du temps) pour l'ensemble des éprouvettes testées sont regroupées en annexe 8.

L'ensemble des résultats d'exploitation des essais d'usure dérivés du Micro-Deval est présenté en dans le tableau de synthèse (tableau 3.6).

Tableau 3.6 Synthèse des paramètres d'exploitation pour l'ensemble des prélèvements.

Site de prélèvement	Echantillon	Masse volumique (kg/m3)	C_{uh} (%/m²/min)	Ordonnée à l'origine (%/m²)	Usure finale %/m²	C_{uh} moyen (%/m²/min)	Ordonnée à l'origine moyenne (%/m²)	Usure finale moyenne (%/m²)
D	D 1	2186	8,86	141,3	1264	8,51	156	1210
	D 2	2034	8,15	171,4	1157			
E	E 1	2583	5,55	94,3	805	5,17	119	747
	E 2	2494	4,79	143,7	689			
A	A 1	2150	9,05	598,0	1569	9,46	504	1611
	A 2	2205	9,86	410,8	1654			
C	C3 1	2184	9,58	311,5	1452	7,60	384	1289
	C3 2	2190	6,43	420,6	1176			
	C3 3	2184	6,79	419,5	1240			
	C2 1	2418	6,09	228,1	948	6,43	221	971
	C2 2	2500	5,88	247,2	921			
	C2 3	2454	7,32	186,1	1042			
G	G 1	2628	2,51	120,3	413	2,51	89	386
	G 2	2600	2,75	104,5	428			
	G 3	2585	2,65	76,1	392			
	G 4	2511	2,13	54,6	311			
F	F 1	2383	4,52	158,9	698	4,94	233	819
	F 2	2593	4,90	218,3	796			
	F 3	2490	5,39	322,8	962			
I	I 1	2229	6,18	440,6	1167	5,85	533	1228
	I 2	2216	6,65	543,9	1321			
	I 3	2227	4,73	615,1	1198			
H	H 1	2185	6,78	440,2	1236	6,52	525	1286
	H 2	2185	6,20	533,9	1274			
	H 3	2185	6,58	599,9	1348			
J	J4 1	2378	6,07	493,5	1226	5,32	433	1068
	J4 2	2376	5,37	378,0	1012			
	J4 3	2217	4,52	427,4	967			
J	J2 1	2420	3,01	181,7	527	3,64	201	685
	J2 2	2344	3,50	112,8	696			
	J2 3	2343	4,41	308,4	831			
K	K1 1	2872	8,54	498,4	1515	10,51	752	1997
	K1 2	2231	9,85	944,3	2104			
	K1 3	2218	14,65	811,3	2570			
	K1 4	2271	9,01	754,8	1799			
L	L1 1	2166	9,43	1000,0	2102	11,14	722	2031
	L1 2	2100	11,36	455,3	1796			
	L1 3	2082	12,64	711,0	2195			
	L2 1	2088	9,95	331,9	1509	8,50	349	1340
	L2 2	2071	8,85	411,7	1420			
	L2 3	2072	6,69	303,7	1090			

L'évolution du coefficient d'usure homogénéisé en fonction de l'usure finale est présentée en figure 3.9.

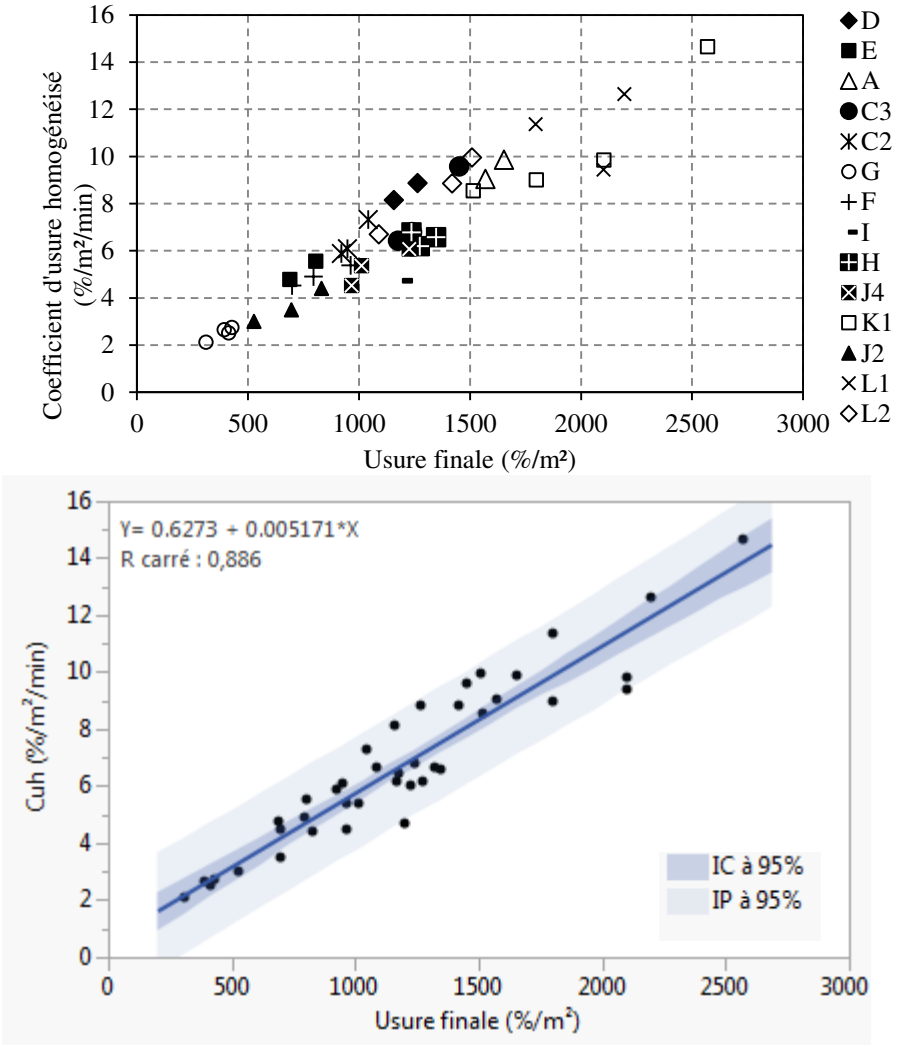


Figure 3.9 Relation entre le coefficient d'usure homogénéisé et l'usure finale.(a) Résultats bruts. (b)Résultats avec intervalles de confiance et de prédiction à 95%.

Un bon degré de corrélation est obtenu entre les deux paramètres. Ce résultat n'est rendu possible que par le suivi régulier de la surface exposée à l'usure qui permet de corriger de façon précise la perte de masse mesurée et ainsi obtenir un coefficient d'usure homogénéisé prenant en compte la surface réellement exposée à l'usure.

3.3 Conclusion

Les essais présentés dans cette partie sont assez simples à mettre en œuvre et permettent de différencier les prélèvements testés. Ils ne suffisent toutefois pas à établir une classification des prélèvements et nécessitent donc d'être mis en relation avec les résultats des essais présentés dans les chapitres précédents.

4. Relations avec les propriétés physique et mécanique

4.1 Relations avec les propriétés physiques

4.1.1 Micro-Deval modifié

Le coefficient d'usure homogénéisé et l'usure finale tendent à diminuer avec l'augmentation de la masse volumique de l'échantillon, traduisant ainsi une meilleure résistance à l'usure des matériaux les plus denses (figure 4.1). En revanche, la teneur relative en argile (par rapport au quartz) des échantillons ne semble pas être directement corrélée ni au coefficient d'usure ni à l'usure finale. Il semble donc que la teneur en argile ne suffise pas à classer les matériaux en fonction de leur altération. Sur la figure 4.2 sont présentées les évolutions des coefficients d'usure en fonction de l'intensité des pics de quartz mesurés. Le quartz étant un minéral dur, peu sensible à l'attrition, on pouvait augurer *a priori* une relation entre le pic du quartz et le coefficient d'usure ce qui n'est pas le cas (Figure 4.2). Finalement la résistance à l'usure des matériaux est principalement liée à leur masse volumique et ne peux pas être reliée à d'autres caractéristiques mesurées au laboratoire. Ces mesures peuvent en revanche s'avérer utiles pour comprendre l'usure des matériaux lors de creusement ou de forage.

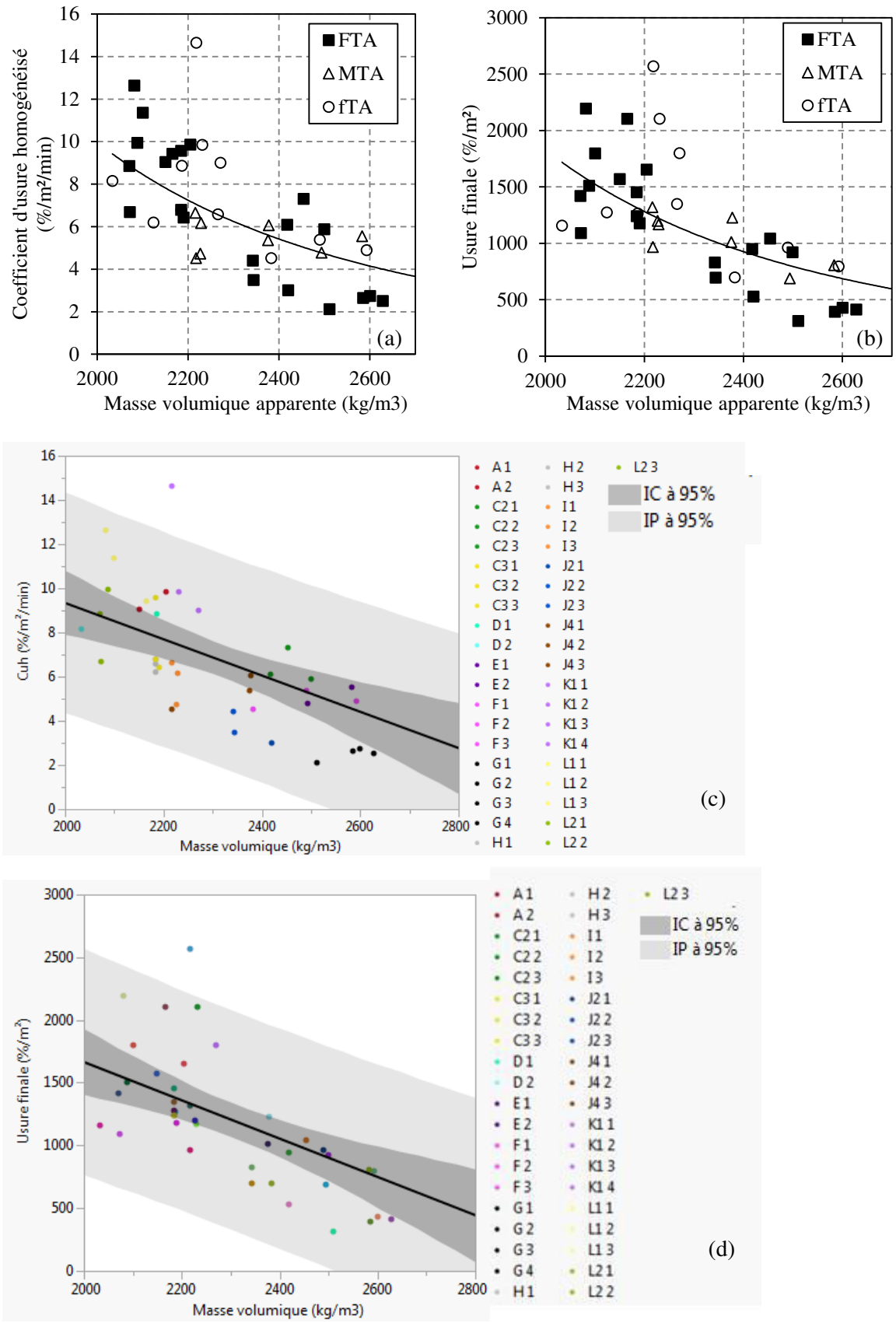


Figure 4.1 Evolution du coefficient d'usure homogénéisé (a et c) et de l'usure finale (b et d) avec la masse volumique apparente et la teneur en argiles (F : forte, M : moyenne et f : faible).

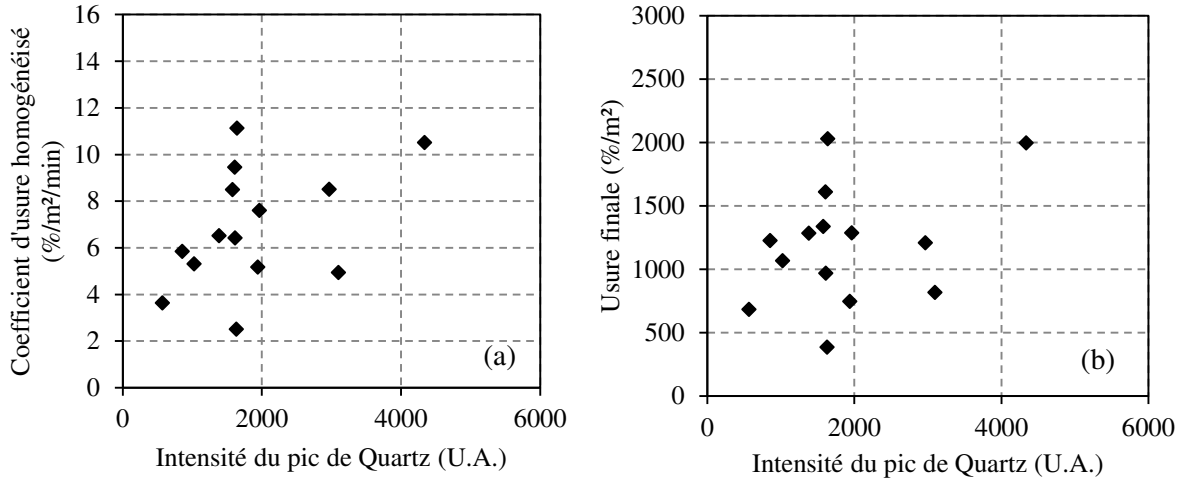


Figure 4.2 Evolution du coefficient d'usure homogénéisé et de l'usure finale en fonction de l'intensité du pic de quartz.

4.1.2 Abrasivité et broyabilité fractionnée

Sur la figure 4.3 (a), le coefficient d'abrasivité diminue avec l'augmentation du pic de quartz et donc de la quantité de quartz. Ce résultat pourrait être considéré comme surprenant compte tenu du fait que le quartz est un minéral très abrasif. Néanmoins, les échantillons présentant les pics de quartz les plus forts sont également ceux présentant une texture très granulaire qui traduit une faible cohésion entre grains. Lors de l'essai de broyabilité, le matériau est donc déstructuré très rapidement (IB30 élevé, voir figure 4.3 (b)) ce qui limite très fortement le pouvoir abrasif de l'échantillon.

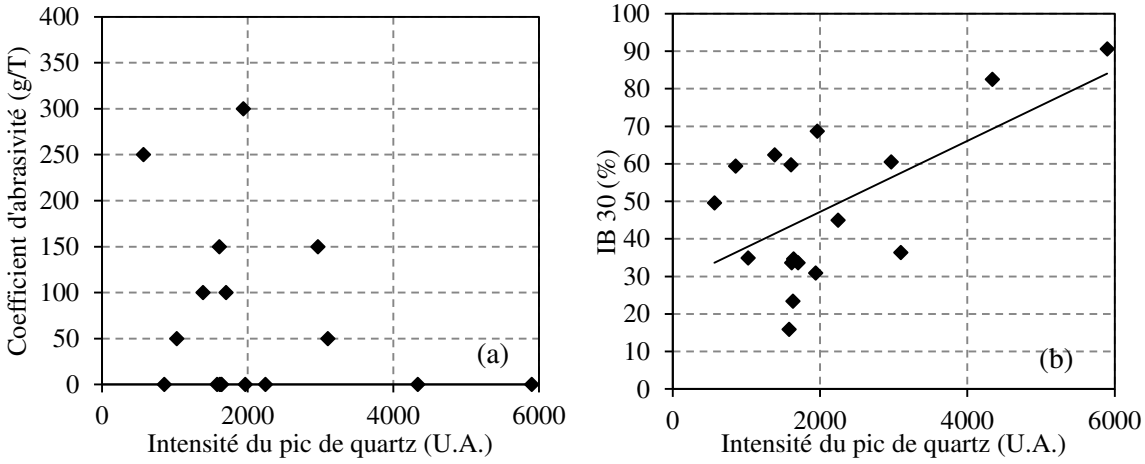


Figure 4.3 Evolution du coefficient d'abrasivité (a) et de l'indice de broyabilité à 30 secondes (b) en fonction de l'intensité du pic de quartz (U.A.).

On trace en figure 4.4, l'évolution de l'indice broyabilité à 30 secondes en fonction de la masse volumique sèche (moyenne par site). A l'exception de deux sites de prélèvements (K et L, figurés noirs sur la figure 4.4), l'IB30 décroit linéairement avec la masse volumique. Le site K (faciès 1 et 3)

du fait, de sa très faible teneur en argile, présente une broyabilité très élevée qui le rend atypique par rapport aux autres prélèvements et justifie qu'il ne suive pas la même loi de décroissance. Le cas du site L est en revanche surprenant dans la mesure où l'on s'attend à observer un IB30 élevé du fait de la faible masse volumique des échantillons du site. Etant donnés ces résultats, les essais de broyabilité ont été menés plusieurs fois pour ce site mais on aboutit à des IB30 du même ordre de grandeur (écart maximal de 5%).

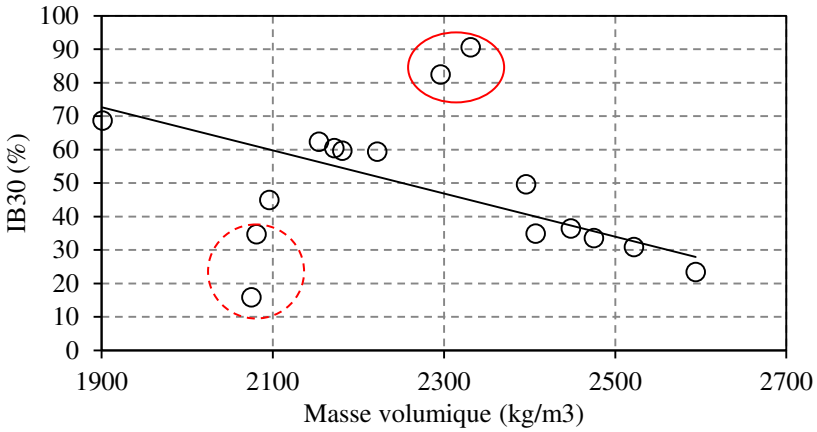


Figure 4.4 Evolution de l'indice de broyabilité à 30 secondes avec la masse volumique. Entouré en trait plein le site K (faciès 1 et 3) et en pointillés le site L (faciès 1 et 2).

4.1.3 Degré d'altération géologique

A l'issue du chapitre 2, un classement en fonction du degré d'altération (allant de 0 à 4, 4 représentant le degré d'altération le plus important) a été établi à partir des observations de lames minces. Une tentative pour relier ce degré qualitatif à des paramètres quantitatifs a été menée. Ces paramètres correspondent au coefficient d'usure homogénéisé et l'indice de broyabilité à 30 secondes (figure 4.5). Les échantillons sont divisés en deux groupes : siltites et grès. On remarque que les sites classés en grès ont des degrés d'altération faibles (0 ou 1) et demeurent indépendants du coefficient d'usure homogénéisé ou de l'indice de broyabilité à 30 secondes. En considérant les sites classés en siltites, le degré d'altération augmente avec les paramètres quantitatifs. Toutefois le, site L ne semble pas suivre la même tendance puisque le faciès numéro 1 conduit à C_{uh} important pour un degré d'altération faible tandis que le faciès 2 conduit à un degré d'altération fort pour un IB 30 faible.

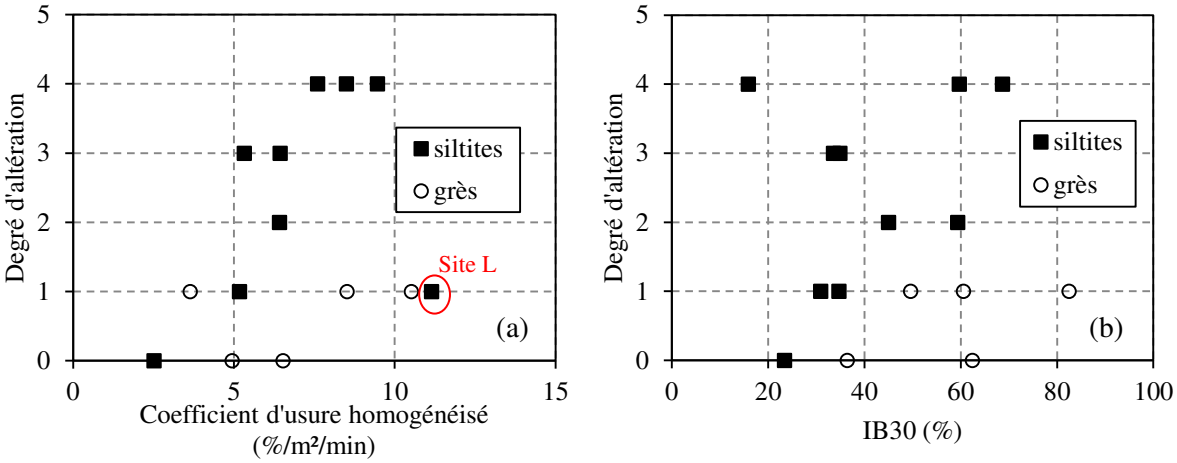


Figure 4.5 Evolution du degré d'altération établis avec les observations de lames minces en fonction des deux paramètres établis au III (a) indice de broyabilité à 30 secondes et (b) coefficient d'usure homogénéisé.

Deux facteurs peuvent toutefois limiter sa qualité. Tout d'abord, l'échelle de notation choisie est réduite et ne permet peut être donc pas de refléter toutes les variations possibles de l'altération réelle. En ce sens, une notation sur 20 serait peut-être plus adéquate. Le deuxième biais provient de l'observateur qui attribue la note puisqu'elle peut être influencée par le niveau d'expérience de celui-ci.

4.2 Relations avec les propriétés mécaniques

4.2.1 Avec les essais de compression uniaxiale

Dans un premier temps, l'évolution de la résistance à la compression uniaxiale (moyenne par site et mesurée sur éprouvettes sèches) en fonction du coefficient d'usure homogénéisé (C_{uh}) et de IB30, indice de broyabilité à 30 secondes (figure 4.6) a été tracée. Les échantillons présentant le C_{uh} le plus faible sont également ceux avec l'UCS la plus élevée. Une diminution de l'UCS avec l'augmentation du C_{uh} peut être ensuite observée. L'utilisation d'une loi logarithmique donne un coefficient de corrélation correct (R^2= 0.72), néanmoins pour un C_{uh} supérieur à 6, la résistance à la compression uniaxiale tend à se stabiliser entre 10 et 20 MPa.

La même tendance peut être observée avec l'indice de broyabilité à 30 secondes (figure 4.6(b)). En effet, si on exclut le faciès L2 (faible IB30 et UCS), l'UCS diminue fortement avec l'IB30 (pour un IB30 inférieur à 45%) pour se stabiliser ensuite dans une gamme de valeur comprise entre 10 et 20 MPa. Cette stabilisation s'explique également par le fait que pour des échantillons présentant une UCS faible (par exemple le site B), l'essai Micro-deval modifié ne pouvait pas être réalisé (les éprouvettes se fractionnaient en de très nombreux morceaux au cours de l'essai et rendait ainsi toute interprétation impossible).

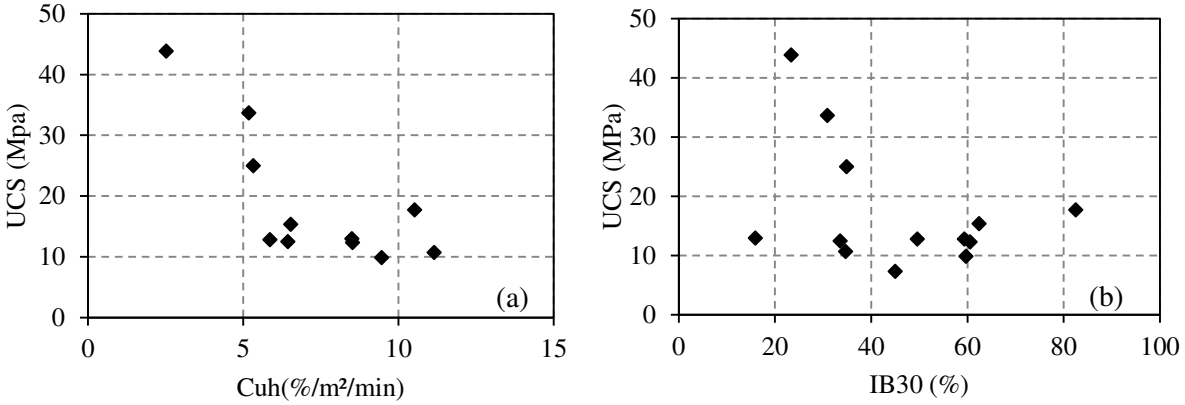


Figure 4.6 (a) Evolution de l'UCS sec moyen par site avec le coefficient d'usure homogénéisé par site. (b) Evolution de l'UCS sec moyen par site avec l'indice de broyabilité à 30 secondes.

La résistance à la compression uniaxiale obtenue par site est également dépendante de la teneur relative en argiles par rapport au quartz (figure 4.7). Comme pour les résultats présentés en figure 4.6, deux zones peuvent être distinguées. Dans la première, pour un rapport $I_{argiles}/I_{quartz}$ inférieur à 110%, une dispersion importante des valeurs d'UCS peut être observée. En revanche, pour un rapport supérieur à 110%, l'UCS est quasiment constante (environ 13 MPa) jusqu'à 160% avant de diminuer légèrement pour des rapports plus élevés.

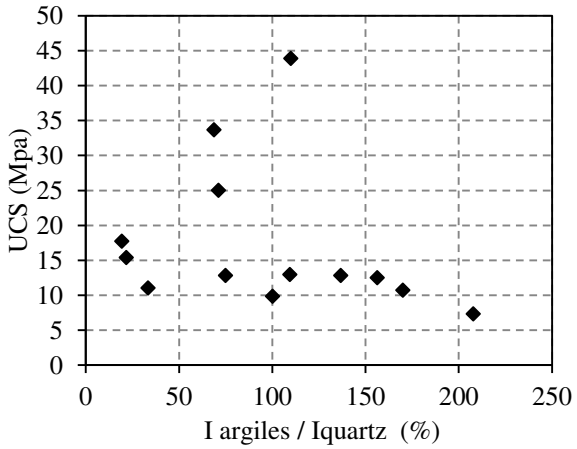


Figure 4.7 Evolution de la résistance à la compression uniaxiale en fonction de la proportion relative d'argiles par rapport au quartz.

4.2.2 Avec les essais de cisaillement direct

Les essais de type broyabilité et Micro-Deval modifié caractérisent davantage la matrice rocheuse et ne sont pas ou peu corrélés aux paramètres mécaniques des discontinuités (cohésion et angle de frottement) comme cela est montré sur les figures 4.8 et 4.9.

Toutefois, sur la figure 4.8(a), l'évolution de la cohésion en fonction de l'IB30 (pour les essais avec cycles), est semblable à ce qui a pu être observé en figure 4.7 pour l'UCS en fonction de la teneur relative en argiles. En effet, une démarcation peut être observée avec d'un côté les sites présentant un

IB30 inférieur à 60% pour lesquelles la dispersion de la cohésion est importante et de l'autre, pour IB30 supérieur à 60%, une cohésion stable et proche de 10 kPa. En considérant les essais sans cycle, la cohésion est dispersée sur l'ensemble des valeurs d'IB30.

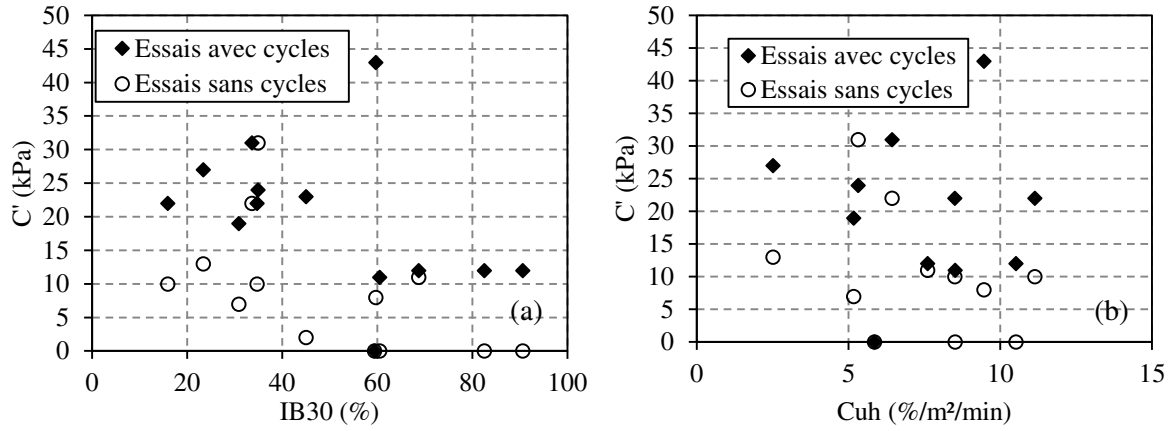


Figure 4.8 Evolution de la cohésion des discontinuités en fonction des résultats d'essais de broyabilité (a) et Micro-Deval modifié (b).

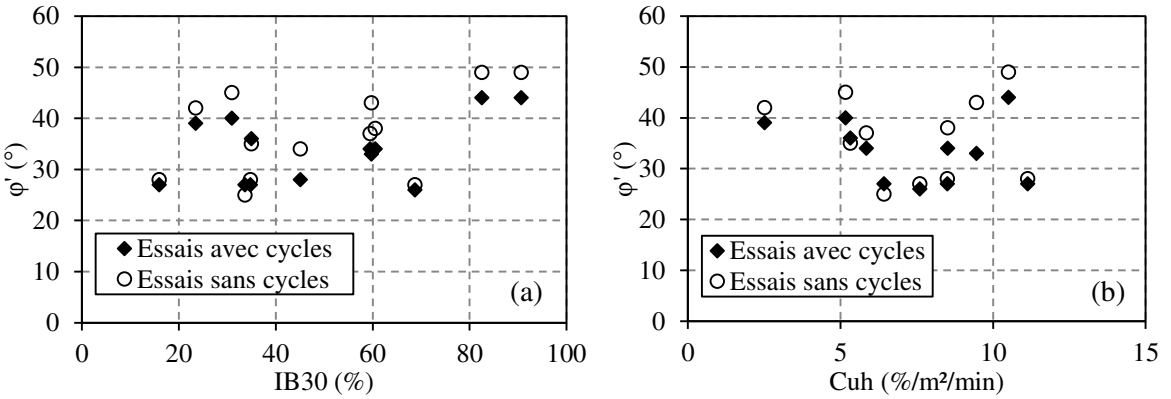


Figure 4.9 Evolution de l'angle de frottement des discontinuités (en conditions sèches) en fonction des résultats d'essais de broyabilité et Micro-Deval modifié.

5. Proposition de complément de classification

L'objectif des essais de broyabilité fractionnée et de Micro-Deval modifié est de proposer une classification plus détaillée du faciès répertorié comme étant BRD par la classification existante (tableau 4.2). En nous basant sur les résultats obtenus, nous proposons une classification à 4 degrés, le degré 1 présentant le faciès le plus dur et donc le plus proche de la classe BRC et le degré 4 le faciès le plus faible et donc le plus proche des altérites. On aboutit ainsi à la proposition de classification globale présentée au tableau 5.1.

Tableau 5.1 Proposition d'une sous-classification pour la classe BRD.

<table>
<tr><th colspan="2">Classe d'altération</th><th colspan="2">Classe de discontinuité (« fracturation »)</th><th>Micro-Deval modifié</th><th>Broyabilité à 30 secondes et abrasivité</th><th>Classification proposée</th></tr>
<tr><td>AM6</td><td>Roche décomposée = sol résiduel non remanié</td><td colspan="2">-</td><td colspan="2">-</td><td>ALT (altérites)</td></tr>
<tr><td rowspan="4">AM5-AM4</td><td rowspan="4">Très friable à friable</td><td colspan="2" rowspan="4">-</td><td rowspan="2">Cuh > 5,5%/m²/min</td><td>IB30 > 40 %</td><td>BR D4</td></tr>
<tr><td>IB30 ≤ 40%</td><td>BR D3</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Cuh ≤ 5,5%/m²/min</td><td>coefficient abrasivité < 150 g/T</td><td>BR D2</td></tr>
<tr><td>coefficient abrasivité ≥150 g/T <u>ET</u> IB30 ≤ 40%</td><td>BR D1</td></tr>
<tr><td rowspan="3">AM3-AM1</td><td rowspan="3">Non friable</td><td>ID5</td><td>Fragmenté</td><td colspan="2">-</td><td>BR C</td></tr>
<tr><td>ID4-ID3</td><td>Très fracturé à fracturé</td><td colspan="2">-</td><td>BR B</td></tr>
<tr><td>ID2-ID1</td><td>Peu fracturé</td><td colspan="2">-</td><td>BR A</td></tr>
</table>

La sélection se fait dans un premier temps par rapport au coefficient d'usure homogénéisé qui permet de différencier les faciès présentant une matrice raide (1 et 2) de ceux ayant une matrice plus friable (3 et 4). Pour les faciès les plus durs (1 et 2) la prise en compte du coefficient d'abrasivité permet de différencié les faciès agressifs (1) pour le matériel de forage de ceux qui ne le sont pas ou peu (2). Pour les deux classes les plus faibles l'abrasivité est nulle ou très faible, la différenciation se fait donc uniquement sur la broyabilité à 30 secondes qui sera faible (inférieure ou égale à 40%, classe 3) ou forte (supérieure à 40%, classe 4).

En classant les échantillons suivant ce nouveau découpage du BRD, les résultats présentés au tableau 5.2 sont obtenus.

Une partie des sites de prélèvements étant localisée sur des chantiers pour lesquels des études géotechniques avaient été réalisée (réalisation d'essais pressiométriques) par des bureaux d'études de sol indépendants, des modules pressiométriques ont été établis au sein des schistes briovériens. En recoupant la position et profondeur (allant de 2m à 12m) des sondages avec celle de nos prélèvements il nous a été possible de déterminer le module pressiométrique minimal atteint dans les différents faciès rencontrés.

Tableau 5.2 Classification des échantillons selon les sous-classes de BRD définies au tableau 5.1.

Faciès testés	Classe	E_M minimal mesuré in situ (MPa)	Pression limite minimale mesurée in situ (MPa)
A, B, C3, D, H, I, K1, K3	BR D4	10	0,8
C1, C2, L1, L2	BR D3	40	2
G, F, J2, J4	BR D2	80	>2,5
E, J3	BR D1	100	>2,5

Cette classification permet bien de retrouver les faciès les plus résistants et ceux qui ont conduit à des difficultés de forages sur chantier (faciès J2 à J4 et qui se traduisent par des modules pressiométriques élevés) dans les classes BRD1 et BRD2. Pour rappel, le faciès J3 est très poche du faciès J4 mais présente une schistosité très marqué qui se traduit par un faciès ardoisier.

6. Conclusions

La classe BRD proposée dans le cadre des travaux de la ligne a du métro de Rennes et regroupant les schistes rencontrés à des profondeurs réduites (inférieures à 20 m), a été affinée afin de différencier le matériau en fonction de son degré d'altération. Les essais développés pour améliorer la classification proposée par ARCADIS, dans son mémoire de conception géotechnique de la ligne b, sont basés sur des essais simples usuellement utilisés en techniques routières et qui ont été adaptés pour la caractérisation des schistes du Briovérien. Ce travail a abouti à la définition de 4 sous-classes dont la différenciation est basée sur des paramètres mesurables tels que l'indice de broyabilité à 30 secondes, le coefficient d'abrasivité ou le coefficient d'usure homogénéisé. Ces sous classes ne sont pas directement liées aux résistances à la compression uniaxiale mais sont sans doute à mettre en relation avec les difficultés de forages rencontrées sur chantier. Elles ne sont pas non plus reliées aux résistances des discontinuités présentes au sein du massif qui nécessitent une caractérisation par essais de cisaillement.

Cette classification, pour avoir un sens, doit donc être intégrée dans une démarche globale de caractérisation des schistes (matrice rocheuse, discontinuités, pendages…).

CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES

Les schistes du Briovérien sont présents sur une grande partie du massif Armoricain et font partie de la chaîne Hercynienne qui s'étend de l'Europe centrale jusqu'au Portugal. Au sein du massif armoricain, une distinction peut être faite entre le Briovérien Breton et le Briovérien Normand du fait de leur âge de formation différent.

Nous nous sommes intéressés dans un premier temps aux origines géologiques des sédiments du Briovérien. Ces sédiments sont principalement d'origine détritique terrigène. Leur âge de dépôt n'est pas connu avec exactitude même si une période allant de -610 Ma à -530 Ma est généralement admise pour le Briovérien Breton et de -575 Ma à -521 Ma pour le Briovérien Normand. Ces sédiments ont par la suite subi un métamorphisme de type schiste vert (correspondant à une température comprise entre 300 et 500°C et une pression faible comprise entre 0.1 et 1 GPa) d'intensité variable sur l'ensemble de la formation du Briovérien.

Suite à cette rapide étude géologique des schistes du Briovérien, nous avons présenté les différentes techniques de soutènement couramment utilisées dans ces terrains et qui s'étendent des parois discontinues (berlinoises, pieux distants) aux parois continues (pieux sécants, paroi moulée). Tous ces ouvrages sont dimensionnés en utilisant principalement la méthode au coefficient de réaction pour modéliser le comportement du terrain soutenu. D'autres méthodes existent (méthode à l'équilibre limite ou méthode basée sur les éléments finis) mais leur utilisation demeure minoritaire dans les projets de soutènements courants. Un aperçu de ces trois méthodes a néanmoins été présenté dans le chapitre introductif.

Du fait du caractère fortement anisotrope des schistes du Briovérien (schistosité, fracturation, altération), la méthode au coefficient de réaction se révèle inadaptée à modéliser correctement leur comportement. L'utilisation de modèles basés sur les éléments finis et permettant de prendre en compte une anisotropie du terrain (que ce soit uniquement en termes de plasticité ou également en élasticité) est en revanche davantage adaptée comme nous avons pu le voir dans le chapitre 2. Néanmoins, l'utilisation des logiciels PLAXIS 2D et CESAR-LCPC a permis de montrer également la difficulté de modéliser correctement le problème étudié du fait du nombre important de paramètres influents sur les résultats obtenus (géométrie du modèle, conditions aux limites, gestion de l'interface entre paroi de soutènement et terrain soutenu...). En l'absence de comparaison des résultats donnés par les différents modèles avec des mesures sur des parois instrumentées, il est difficile de conclure quant à la pertinence d'un modèle par rapport à un autre. Les résultats de modélisations présentés au sein de ce manuscrit constituent toutefois une base de travail qui nécessitera d'être approfondie et confrontée aux mesures de terrains qui seront disponibles en quantité et en qualité sur l'ensemble des ouvrages de soutènement de la seconde ligne de métro de Rennes (inclinomètres, jauges de déformations sur les butons, cales dynamométriques sur les tirants, suivi topographique poussé...).

Le principal axe de recherche exploré durant ce travail de thèse a été la caractérisation physique et mécanique, de l'échelle microscopique jusqu'à l'échelle macroscopique, des schistes du Briovérien. Dans cette optique, un nombre important de prélèvements ont été réalisés sur le bassin rennais. Ces

prélèvements sont intervenus principalement sur des chantiers de soutènement réalisés par le groupe Dacquin durant les phases d'excavation et sur des affleurements.

La première étape de la caractérisation a consisté en une étude pétrographique des échantillons prélevés. Les observations de lames minces réalisées parallèlement et perpendiculairement à la schistosité des échantillons, quand celle-ci était identifiable, ont permis de mettre en évidence une forte homogénéité des minéraux présents au sein des différents sites étudiés (quartz, phyllosilicates, goethite, leucoxènes...). Ces minéraux étaient toutefois présents en quantités variables d'un site à l'autre conduisant à l'établissement d'un degré d'altération allant de 0 pour les échantillons très peu altérés à 4 pour les échantillons les plus fortement altérés. De plus, seuls deux sites ne présentaient aucune orientation privilégiée des minéraux. La granulométrie des échantillons a permis de différencier les deux faciès principaux que sont les siltites et les grès.
La réalisation d'observations au microscope à balayage électronique a permis de mettre en avant deux types de micro-organisation : en plaquettes et granulaires confirmant ainsi les observations de lames minces.
Enfin la différenciation minéralogique des échantillons a principalement été faite grâce aux teneurs en minéraux argileux très variables d'un site à l'autre et établies grâce aux essais de diffraction des rayons X. Des argiles gonflantes de type smectites ont été identifiées dans un nombre limité de prélèvements, impliquant une forte sensibilité à l'eau.

Cette première étape de caractérisation à l'échelle microscopique a été poursuivie à l'échelle macroscopique via des essais visant à déterminer les propriétés mécaniques de la matrice rocheuse constitutive des schistes du Briovérien.
Les essais de compression uniaxiale, menés exclusivement sur des éprouvettes dont la schistosité était orientée parallèlement à l'axe de chargement, ont permis de mettre en évidence une large gamme de variation de résistance des éprouvettes testées, allant de 7 à 44 MPa et des modules d'Young allant de 0,3 à 5,5 GPa. Cette gamme de résistance nous a conduit à classer les schistes du Briovérien en sols indurés roches tendres ou SIRT. L'impact important de l'eau (immersion des éprouvettes durant 7 jours avant essai) sur les résistances mécaniques développées a été mis en évidence avec des diminutions par rapport aux éprouvettes sèches allant de 36% à près de 80%. Ces résistances se sont de plus révélées être bien corrélées à des grandeurs physiques facilement mesurables comme la masse volumique ou la teneur en eau.

L'anisotropie de la matrice rocheuse n'ayant pas pu être évaluée via les essais de compression (difficultés importantes pour tailler des éprouvettes), elle l'a été grâce aux mesures de vitesses de propagation d'ondes ultrasonores (ondes de compression et de cisaillement). Cette anisotropie était variable d'un site à l'autre avec des vitesses dans la direction parallèle à la schistosité jusqu'à 4 fois supérieures à celles dans la direction perpendiculaire. Les vitesses d'ondes P mesurées s'échelonnent de 2000 à près de 5000 m/s dans la direction parallèle à la schistosité et de 800 à 3200 m/s dans la direction perpendiculaire. Quant aux vitesses d'ondes S, elles s'échelonnent de 900 à 4200 m/s dans la direction parallèle à la schistosité et de 600 à 2300 m/s dans la direction perpendiculaire.
L'utilisation de relations présentes dans la littérature a également permis de remonter jusqu'aux modules de Young dynamiques dans les directions parallèle et perpendiculaire à la schistosité. Les modules dynamiques dans la direction parallèle à la schistosité se sont révélés systématiquement supérieurs aux modules statiques établis dans la même direction avec les essais de compression uniaxiale (rapports variant de 3,6 à 23,1). L'impact de l'eau n'a pu être évalué avec ces essais car les éprouvettes, après immersion, engendrait un amortissement trop important du signal rendant impossible toute interprétation.

Enfin, la pertinence de l'essai au marteau de Schmidt, en vue d'une évaluation rapide et peu coûteuse des résistances mécaniques des schistes du Briovérien a été confirmée via la comparaison avec les mesures de vitesses d'ondes P et l'utilisation de relations présentes dans la littérature. Cet essai pourra être facilement mis en place sur de futurs chantiers afin d'élargir la base de résultats d'essais accumulés durant ce travail de thèse.

La caractérisation des discontinuités présentes au sein des schistes du Briovérien via l'utilisation d'essais de cisaillement direct menés en laboratoire a constitué une partie importante du travail réalisé durant ces 3 années de thèse. Un nombre important d'éprouvettes ont été testées à la fois en conditions sèches et avec la discontinuité immergée durant le cisaillement. Les essais ont été réalisés avec un appareillage de mécanique des sols qui s'est révélé être bien adapté à la caractérisation des schistes du Briovérien dans la mesure où les discontinuités testées étaient ouvertes et les niveaux de contraintes appliquées, que ce soit normales ou tangentielles, étaient relativement faibles mais réalistes par rapport à des conditions *in situ* pour des excavations à faibles profondeurs.
Les résistances développées par les discontinuités, étaient variables d'un site à l'autre avec des cohésion allant de 0 à plus de 40 kPa et des angles de frottement variant de 26° à 44° en conditions sèches. Comme pour tous les essais réalisés l'impact de la présence d'eau était important pour une majorité de sites (principalement ceux classés en siltites) avec des cohésions allant jusqu'à 24 kPa et des angles de frottement allant jusqu'à 38°. Les sites gréseux (E, K) présentaient les meilleures caractéristiques en présence d'eau. Les éprouvettes présentant des épontes faiblement rugueuses, correspondant aux sites les plus argileux, avaient un comportement très faiblement dilatant durant les essais. Pour les autres sites testés, le comportement dilatant ou contractant semblait davantage conditionné par la géométrie de l'éprouvette que par l'état de surface des épontes.
Les paramètres de mécaniques (cohésion et angle de frottement) établis avec ces essais de cisaillement constituent une base de données utile pour le prédimensionnement d'ouvrages de soutènement notamment pour des projets où aucune étude géotechnique détaillée n'existe à l'appel d'offres.

La dernière étape du travail que nous avons menée a consistée à affiner une classification déjà existante des schistes du Briovérien. Cette classification était initialement divisée en 4 classes (allant de A à D) retranscrivant les caractéristiques mécaniques des schistes du Briovérien, la classe D correspondant à la catégorie la plus altérée et la plus fracturée. Cette dernière catégorie concerne la grande majorité des chantiers de soutènements à faibles profondeur. En nous basant sur des résultats d'essais développés à partir d'essais existants (Micro-Deval, broyabilité LCPC) nous avons proposé de subdiviser cette catégorie en 4 degrés allant de 1 à 4 (4 correspondant aux schistes les plus altérés et fracturés). Les résultats utilisés pour établir cette classification sont des paramètres mesurables tels que l'indice de broyabilité à 30 secondes, le coefficient d'abrasivité ou encore le coefficient d'usure homogénéisé. En revanche, notre classification ne prend pas en compte un pendage plus ou moins favorable des discontinuités. Il semble évident que des schistes classés en BRD1 mais dont les discontinuités sont orientées selon une direction proche de la verticale, c'est-à-dire proche de la direction de forage présentera moins de difficultés pour être foré que des schistes en classe BRD2 dont les discontinuités intercepteraient la direction de forages.
Cette classification présente néanmoins l'intérêt de différencier des formations qui étaient auparavant regroupées dans une même catégorie bien qu'elles puissent être très différentes (schistes très argilisés côtoyaient des schistes peu argilisés mais très fracturés).

Les perspectives du travail réalisé au cours de ces trois années thèses sont nombreuses et peuvent être regroupées selon deux axes de recherches.

Le premier, et le plus évident, est la poursuite du travail de caractérisation via la réalisation d'essais sur de nouveaux sites de prélèvements en vue d'enrichir la base de données établie. Les essais menés n'ont concernés que le bassin rennais mais il semble intéressant d'envisager la caractérisation de sites sur l'ensemble du massif armoricain en vue d'évaluer la variabilité de ces terrains à grande échelle.

Le deuxième axe de poursuite de ce travail est étroitement lié aux travaux de soutènements qui vont être menés pour la réalisation de la ligne b du métro automatique de Rennes. En effet, un projet de cet envergure implique la mise en place de nombreux systèmes d'auscultation (inclinomètres, jauges de déformations, capteurs d'efforts) des ouvrages réalisés en vue de réaliser un suivi précis de leur comportement. Le groupe Dacquin réalisant un nombre important d'ouvrages de soutènement sur ce projet, il aura accès aux mesures de suivi concernant ces ouvrages. Ces informations pourront servir de base à de la rétro-analyse sur le comportement des ouvrages réalisés par rapport à celui attendu au stade du dimensionnement. Ces données pourront permettre également d'évaluer la pertinence des différentes méthodes de dimensionnement utilisées et des modèles de terrains considérés pour les schistes du Briovérien.

BIBLIOGRAPHIE

AFNOR (1990) - NF P18-579 - Granulats - Essai d'abrasivité et de broyabilité.

AFNOR (2000a) - NF P11-221 – DTU 14.1 : Travaux de cuvelage - Partie 1 : cahier des clauses techniques - Partie 2: cahier des clauses spéciales.

AFNOR (2000b) – NF P94-420 – Roches – Détermination de la résistance à la compression uniaxiale.

AFNOR (2000c) - NF P94-430-2 - Détermination du pouvoir abrasif d'une roche, Partie 2 : Essai avec un outil en rotation.

AFNOR (2002) – NF P94-425 Roches – Détermination du module d'Young et du coefficient de Poisson.

AFNOR (2003) - XP P 94-424 - Roches Cisaillement direct selon une discontinuité de roche.

AFNOR (2005) - NF EN 1997 - Norme française – Calcul géotechnique.

AFNOR (2009) - NF P94-282 - Norme française - Calcul géotechnique – Ouvrages de soutènement.

AFNOR (2011) - NF EN 1097-1 - Essais pour déterminer les caractéristiques mécaniques et physiques des granulats – Partie 1 : Détermination de la résistance à l'usure (micro-deval).

AFNOR (2012) - NF P94-262 - Justification des ouvrages géotechniques - Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 - Fondations profondes.

AFTES (2003) – Recommandations de l'AFTES - GT1R1F1 – Caractérisation des massifs rocheux utile à l'étude et à la réalisation des ouvrages souterrains.

ALEJANO L. R. Ã. & ALONSO E. (2005) - Considerations of the dilatancy angle in rocks and rock masses. Rock Mechanics, vol. 42, pp. 481–507. doi:10.1016/j.ijrmms.2005.01.003

AMADEI B., SAVAGE W.Z., SWOLFS H.S. (1987) - Gravitational stresses in anisotropic rock masses. International Journal of Rock Mechanics Mining Sciences & Geomechanical Abstract; vol. 24, pp. 5–14.

AMADEI B. (1996) - Importance of anisotropy when estimation and measuring in situ stresses in rock. International Journal of Rock Mechanics Mining Sciences & Geomechanical Abstract; vol. 33(3), pp. 293–326.

AMADEI B. & SAEB S. (1990) - Constitutive models for rock joints. Proceedings of the International Conference on Rock Joints, Loen, Norway, pp. 581-594.

ANON (1995) - The description and classification of weathered rock for engineering purpose. Geological society, Engineering Group Working party, Quaterly Journal of Engineering Geology, vol 28, pp. 207-242.

ANON (1979) - Classification of rocks and soils for engineering geological mapping part I: rock and soil materials. Bulletin of the international association of Engineering geology, vol. 19, pp. 364–371.

ARAFATI N. (1996) - Contribution à l'étude des problèmes de déchargement dans les massifs de sol: Application à la modélisation des ouvrages de soutènement. Thèse de doctorat de l'école nationale des Ponts et Chaussées, 247 pages.

ARCADIS (2012) - Ligne b du métro automatique de Rennes Métropole - Mémoire de synthèse géotechnique, 193 pages.

ARMAND G. (2000) - Contribution à la caractérisation en laboratoire et à la modélisation constitutive du comportement mécanique des joints rocheux. Thèse de doctorat de l'Université Joseph Fourier – Grenoble I.

ASTM (1994) - Standard test method for laboratory determination of pulse velocities and ultrasonic elastic constants of rock. Annual Book of ASTM Standards, vol. 4 (8), pp. 242-246

AUTRAN A., BEURRIER M., CALVEZJ.Y., COCHERIEA., FOUILLAC A.M., ROSSI P. (1983) - Caractérisation des granitoïdes du batholite mancellien, implications métallogéniques. Colloque ATP Géochimie et Métallogénie Bonas, 16-17 juin 1983, pp. 20-35.

AYDIN A., BASU A. (2005) – The Schmidt hammer in rock material characterization. Engineering geology, vol 81, pp 1-14.

BACHMAN R.T. (1983) - Elastic anisotropy in marine sedimentary rocks. Journal of Geophysical Research, vol. 88, pp. 539–543.

BAI B., ELGMATI M., ZHANG H., WEI M. (2013) - Rock characterization of Fayetteville shale gas plays. Fuel, vol. 105, pp. 645–652. doi:10.1016/j.fuel.2012.09.043

BALAY J., FRANK R., HARFOUCHE L. (1982) - Programme DENEBOLA pour le calcul des soutènements par la méthode des modules de réaction. Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées, 120, pp. 3-12.

BALAY J. & HARFOUCHE L. (1983) - Programme DENEBOLA pour le calcul des soutènements par la méthode des modules de réaction. Notice d'utilisation, Paris : LCPC, 82 pages.

BALAY J. (1984) - Recommandations pour le choix des paramètres de calcul des écrans de soutènement par la méthode aux modules de réaction. Note d'information technique, ministère de l'Urbanisme, du logement et des transports - Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.

BARROIS C. (1895) - Le calcaire de St Thurial. Ann. Soc. Géol. Nord, tome XXIII, pp. 38-46.

BARROS, R. S., OLIVEIRA, D. V., VARUM, H., ALVES, C. A. S., CAMÕES, A. (2014) - Experimental characterization of physical and mechanical properties of schist from Portugal. Construction and Building Materials, vol. 50, pp. 617–630. doi:10.1016/j.conbuildmat.2013.10.008

BARTON N. (1973) - Review of a new shear strength criterion for rock joints Engineering Geology, vol. 7, pp. 287-332.

BARTON N. & BANDIS S. (1980) - Some effects of scale on the shear strength of joints. International Journal of Rock Mechanics Mining Sciences & Geomechanical Abstract. vol. 17, pp. 69-73.

BARTON N. & CHOUBEY V. (1977) – The shear strength of rock joints in theory and practice

BARTON N., LIEN R., LUNDE J. (1974) - Engineering classification of Rock Masses for the Design Support. Rock Mechanics, vol. 6, pp. 189-236.

BASU A. & AYDIN A. (2004) - A method for normalization of Schmidt hammer rebound values. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, vol. 41(7), pp. 1211–1214.

BEAVIS, F.C. (1985) - Rock weathering. Engineering Geology. Blackwell Scientific, Melbourne.

BEHRESTAGHI M. H. N., SESHAGIRI RAO K., RAMAMURTHY T. (1996) - Engineering geological responses of schistose rocks from dam project areas in India. Engineering Geology, vol 44 (1-4), pp. 183-201.

BELL F.G. (1992) - Engineering in Rock Masses. Butterworth Heinman, Oxford.

BIENIAWSKI Z.T. (1973) - Engineering classification of jointed rock masses. Transactions of the South African Institution of Civil Engineers, vol. 15, pp. 335-344.

BIENIAWSKI Z. T. (1989) - Engineering rock mass classifications : a complete manual for engineers and geologists in mining, civil, and petroleum engineering. Wiley-Interscience. pp. 40–47

BIRAN O., Y.H. HATZOR, A. ZIV (2009) - Micro-scale roughness effects on the friction coefficient of granite surfaces under varying levels of normal stress. Meso-Scale Shear Physics in Earthquake and Landslide Mechanics, Ed. Y. Hatzor, J. Sulem, I. Vardoulakis, pp. 145-156.

BLOTT S. J., PYE K. (2001) - Technical communication gradistat: a grain size distribution and statistics package for the analysis of unconsolidated sediments. Earth Surf. Process. and Landforms, vol. 26, pp. 1237–1248.

BLUM H. (1931) – Ein Spannungsverhältnisse bei Bohlwerken. Berlin : W. Ernst et Sohn, 32 pages.

BOURGEOIS E., MESTAT P., NGUYEN P. D., MARTEN S., DELATTRE L. (2004) - Retours d'expérience sur la modélisation numérique des parois moulées par éléments finis. Journées Nationales de Géotechnique et Géologie de l'Ingénieur Lille - Villeneuve d'Ascq - 28 au 30 juin 2004, pp. 45–52.

BRINKGREVE R.B.J., SWOLFS W. M., ENGIN E. (2011) - PLAXIS© Material Models Manual.

BROWN E.T. (1970a) - Strength of models of rock with intermittent joints. ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division 96 (SM6), pp. 1935–1949.

BROWN E.T. (1970b) - Modes of failure in jointed rock masses. Proceedings of the Second Congress of ISRM, Belgrade, pp. 293–298.

BROWN E.T., RICHARDS L.R., BARR M. V. (1977) – Shear strength characteristics of Delabole slates. Proceedings Conf. Rock Eng., Newcatle upon Tyne, 31-51.

BÜCHI E., MATHIER J.-F., WYSS CH. (1995) - Rock abrasivity - a significant cost factor for mechanical tunneling in loose and hard rock. Tunnel, vol. 5, pp. 38-44.

BURLAND J.B., SIMPSON B., ST JOHN H.D. (1979) - Movements around excavations in London clay. Proceeding of the seventh European conference on soil mechanics and foundation engineering, Brighton, pp. 13-29.

BYUN B.S. (1984) - Seismic parameters for transversely isotropic media. Geophysics, vol. 49, pp. 1908-1914.

C.F.M.R. (2000) - Manuel de mécanique des roches – Tome I Fondements – Ecole des mines de Paris Les Presses.

CHADEISSON R. (1961) - Parois continues moulées dans le sol. Comptes rendus du Vème CIMSTF, Paris : Dunod, vol. 2, pp. 563-568.

CHALHOUB M. Y. (2006) - Apports des méthodes d'homogénéisation numériques à la classification des massifs rocheux fracturés. Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris, 225 pages.

CHALMERS G, BUSTIN RM, POWERS I. (2009) - A pore by any other name would be as small: the importance of meso - and microporosity in shale gas capacity. American association of petroleum geologists annual convention and exhibition. Denver, CO, June 7–10; 2009.

CHANTRAINE J., CHAUVEL J-J., DUPRET L., GATINOT F., ICART J-C., LE CORRE C., RABU D., SAUVAN P., VILLEY M. (1983) - Inventaire lithologique et structural du Briovérien (protérozoïque) de la bretagne centrale et du Bocage Normand pour la recherche de guides métallogéniques – B.R.G.M., 185 pages.

CLOUGH G. W., DUNCAN J. M. (1971) - Finite element analysis of retaining wall behavior. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division 97(SM12), pp. 1657-73.

COLAK K., UNLU T. (2004) Effect of transverse anisotropy on the Hoek-Brown strength parameters 'm_i' for intact rocks. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, vol. 41, page 1045-1052.

COMBARIEU O. (2006) - L'usage des modules de déformation en géotechnique. Revue Française de Géotechnique, N°114, 1er trimestre 2006.

CORTE J.-F. (1979) - A propos de la méthode du module de réaction pour le calcul des soutènements. Bulletin des LCPC, vol. 104, pp. 49–53.

COSTET J., SANGLERAT G. (1983) - Cours pratique de mécanique des sols, Calcul des ouvrages. Tome 2 Troisième édition, Dunod, France.

COUVREUR J.-F., THIMUS J.-F. (1996) - The properties of coupling agents in improving ultrasonic transmission. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, vol. 33(4), pp. 417–424.

D'LEMOS R.S., STRACHAN R.A., TOPLEY C.G., (1990) - The Cadomian Orogeny In the North Armorican Massif: a brief review. The Cadomian Orogeny, Geological Society of London, Special Publication, vol. 51, pp. 3-12.

DABARD M.P. (1990) - Lower Brioverian formations (Upper Proterozoic) of the Armorican Massif (France): geodynamic evolution of source areas revealed by sandstone petrography and geochemistry, Sedimentary Geology, vol.69, pp. 45-58.

DAVID C., ROBION P., MENENDEZ B. (2007) - Anisotropy of elastic, magnetic and microstructural properties of the Callovo-Oxfordian argilite. Physics and Chemistry of the Earth, 32, pp 145-153.

DAY R.A., POTTS D.M. (1993) - Modeling sheet pile retaining walls. Computers and geotechnics, vol. 15, pp. 125-143.

DAY M.J., GOUDIE A.S. (1977) - Field assessment of rock hardness using the Schmidt test hammer. Technical bulletin of the British Geomorphological Research Group, Bulletin 18, pp. 19–29.

DEERE D.U. (1964) - Technical description of rock cores for engineering purposes. Rock mechanics and rock engineering, vol. 1, pp.17-22.

DELATTRE L. (2000) - Un siècle d'écrans de soutènement Revue bibliographique sur l'évolution des techniques, Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées, 227, juillet-août 2000, pp. 51-61.

DELATTRE L. (1999) - Comportement des écrans de soutènement Expérimentations et Calculs. Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, France, 492 pages.

DELATTRE L. (2004) - Un siècle de méthodes de calcul d'écrans de soutènement III La modélisation des écrans de soutènement par la méthode des éléments finis. Bulletin Des LCPC, (252-253), pp. 95–117.

DENIS E. (1987) - Les sédiments briovériens (Protérozoique supérieur) de Bretagne septentrionale et occidentale: Nature, mise en place et évolution. Thèse de doctorat, Université de Rennes I, France, 276 pages.

DHOUIB A. (1995) - Méthode des coefficients de réaction appliquée en France pour les calculs des soutènements : influence de la variation des paramètres – Revue française de géotechnique n°72 – 3ème trimestre 1995.
DOTT R.H. (1964) - Wacke, graywacke and matrix; what approach to immature sandstone classification?. SEPM Journal of Sedimentary Research, vol. 34 (3), pp. 625–632. doi:10.1306/74D71109-2B21-11D7-8648000102C1865D

DUBOST J., DENIS A., CHANSON M. (2007) - Apport d ' une approche géostatistique dans l ' estimation des tassements par éléments finis . 25émes Rencontres de l'AUGC. Bordeaux, 23-25 Mai 2007, pp. 23–25.

DUNCAN N., DUNNE M.H. (1967) - A regional study of the devel- opment of residual soils. In: Proceedings of the 4th African Regional Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Cape Town, pp. 109–119.

EGAL E. GUERROT C., LE GOFF E., THIEBLEMONT D., CHANTRAINE J. (1996) - The Cadomian orogeny revisited in northern Brittany. Avalonian and Related Peri-Gondwanan Terranes of the Circum-North Atlantic". Geological Society of America Special Publication, vol. 304, pp. 281-318.

FAGES R.,BOUYAT C. (1971a) - Calcul de rideaux de parois moulées ou de palplanches - Modèle mathématique intégrant le comportement irréversible du sol en état élastoplastique. Travaux, 439, pp. 49-51.

FAGES R.,BOUYAT C. (1971b) - Calcul de rideaux de parois moulées ou de palplanches – Modèle mathématique intégrant le comportement irréversible du sol en état élastoplastique - Exemple d'application - Etude de l'influence de paramètres. Travaux, 441, pp.38-46.

FEHLMANN, H. B. (1961) - L'application des liquides thixotropiques à la base de bentonite dans le génie civil. Comptes rendus du Vème CIMSTF, Paris : Dunod, vol. 2, pp. 765-770.

FENOUX, G.-Y. (1982) - La troisième génération d'outillages pour parois et ses applications à l'étranger. Travaux, 571, pp. 78-88.

FOX D.J., KANA D.D., HSIUNG S.M. (1998) - Influence of interface roughness on dynamic shear behavior in jointed rock. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, vol. 35 (7), pp. 923-940.

FRANKE W. (1992) - *A Continent Revealed - The European Geotraverse,* Cambridge, Cambridge University press.

FRIH B. N., CORFDIR A., BOURGEOIS E., BORGNE H. (2002) - Prise en compte de l'interface sol-ouvrage dans la modélisation numérique : cas de la paroi moulée, 12p. *Proc. Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie, Nancy, 8-9 oct 2002.*

GAUDIN C., POPA H., THOREL L., GARNIER J. (2005) - Modélisation numérique et physique du comportement d'une paroi de soutènement. Bulletin Des LCPC, pp. 85-106.

GERRARD C. (1986) - Shear failure of rock joints: appropriate constraints for empirical relations. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanical Abstract, vol. 23, n°6, pp 421-429.

GIBBS R.J. (1971) - Preparation of X-ray diffraction mounts. Carver, R.E. (Ed.), Procedures in Sedimentary Petrology.Wiley, New York, pp. 531–540.

GOKTAN R.M., GUNES N. (2005) A comparative study of Schmidt hammer testing procedures with reference to rock cutting machine performance prediction. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, vol. 42 (3), pp. 466-472.

GOLDSTEIN M., GOOSEV B., PYROGOVSKY N., TULINOV R., TUROVSKAYA A. (1966) - Investigation of mechanical properties of cracked rock. Proceedings of the 1st Congress of the International Society of Rock. Mechanics, vol. 1, pp. 521–524. Lisbon.

GOODMAN R.E. (1969) - The deformability of joints. American Society for Testing and Materials, Special Technical Publication, vol. 477, pp. 174-196. tiré de Hungr et Coates (1978).

GOODMAN R.E. (1974) - The mechanical properties of joints. Proceedings of the 3rd Congress of the ISRM, Denver , vol. 1A, pp. 127-140.

GOODMANN R.E. (1989) - Introduction to rock mechanics, 2nd edition. Editions John Wiley & Sons, New York 562 pages.

GUERROT C., CALVEZ J.Y., BONJOUR J.L., CHANTRAINE J.,CHAUVEL J.J., DUPRET L., RABU D. (1992) - Le Briovérien de Bretagne centrale et occidentale : nouvelles données radiométriques, Comptes rendus de l'Académie des sciences, Paris, 315, II, pp. 1741- 1746.

GUERROT C., PEUCAT J.J. (1990) - U-Pb geochronology of the Late Proterozoic Cadomian orogeny in the northern Armorican Massif, France. D'Lemos, R.S., Strachan, R.A., Topley, C.G. (Editors), The Cadomian Orogeny, Geological Society of London, Special Publication, vol. 51, pp. 13-26.

GUPTA A. S., RAO, K. S. (2000) - Weathering effects on the strength and deformational behaviour of crystalline rocks under uniaxial compression state, vol. 56, pp. 257–274.

GY O. L., BHASIN R., BARTON N., GRIMSTAD E., CHRYSSANTHAKIS P. (1995) - Engineering geological characterization of low strength anisotropic rocks in the Himalayan region for assessment of tunnel support Jutogh Group Pre-Cambrian Jeori-Wangtu Gneissic Complex. Engineering Geology, vol. 40, pp. 169-193.

HAWKES I., MELLOR M. (1970) - Uniaxial testing in rock mechanics laboratory. Engineering Geology, vol. 4, pp. 177-285.

HAWKINS A.B., MCCONNELL B.J. (1992) - Sensitivity of sandstone strength and deformability to changes in moisture content. Engineering Geology, vol. 25, pp. 115–130.

HOANG T. T. N. (2010) - Etude du comportement d'un milieu rocheux fracturé : Application à la réalisation du tunnel de St Béat. Thèse de doctorat de l'école des ponts Paristech. 279 pages.

HOEK E. (1968) – Brittle failure of rock; Rock mechanics in engineering practice. In: K.G. Stagg and O.C. Zienkiewicz (Editors), J. Wiley and Sons, London, 99-124.

HOEK E. (1994) - Strength of rock and rock masses. ISRM News Journal 2 : pp. 4–16.

HOEK E., BROWN E. (1997) - Practical estimates of rock mass strength. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanical Abstracts, vol. 34(8), pp. 1165–87.

HOEK E. (1990) - Estimating Mohr-Coulomb Friction and Cohesion Values from the Hoek-Brown Failure Criterion. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, vol. 27(3), pp. 227–229.

HOMAND F., HOXHA D., BELEM T., PONS M.N. (2000) - Geometric analysis of damaged microcracking in granites. Mechanics of Materials, vol. 32, pp. 361-376.

HUANG T.H., Y.S. DOONG (1990) - Anisotropic shear strength of rock joints, pp. 211- 217. Rock Joints, Loen, Norway. Balkema, Rotterdam.

HUCKA, V.A. (1965) - A rapid method for determining the strength of rocks in situ. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanical Abstracts, vol. 2, pp. 127–134.

INOUE M. AND OHOMI M. (1981) - Relation between uniaxial compressive strength and elastic wave velocity of soft rock. Proceedings of the International Symposium on Weak Rock, Tokyo, Japan, Balkema, Rotterdam, pp. 9–13.

INTERNATIONAL SOCIETY FOR ROCK MECHANICS (2007) - The complete ISRM suggested methods for rock characterization, testing and monitoring. 1974-2006. ISRM 628pp.

INTERNATIONAL SOCIETY FOR ROCKS MECHANICS (1978) - Suggested methods for determining sound velocity, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics abstracts, vol. 15, pp. 53–58.

JACKY J. (1944) - The coefficient of Earth pressure at rest. Journal for Society of Hungarian Architects and Engineers, vol. 78 (22), pp. 355-358.

JAEGER J.,C. & COOK, N.G.W. (1979) - Fundamentals of Rock Mechanics, 3rd edition, Chapman and Hall, London, pp. 377-379 and pp. 425 – 427.

JAFARI M., AMINI HOSSEINI K., PELLET F., BOULON M., BUZZI O. (2003) - Evaluation of shear strength of rock joints subjected to cyclic loading. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, vol. 23(7), pp. 619–630. doi:10.1016/S0267-7261(03)00063-0

JEGOUZO P. (1973) - Etude pétrographique et structurale des schistes cristallins et granites en Basse-Vilaine, Université de Rennes I, 93 pages.

JING L., NORDLUND E., STEPHANSSON O. (1992) - An experimental study on the anisotropy and stress-dependency of the strength and deformability of rock joints International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanical Abstracts, vol. 29 (6), pp. 535-542.

JING L., HUDSON J. A. (2002) - Numerical methods in rock mechanics. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, vol. 39(4), pp. 409–427. doi:10.1016/S1365-1609(02)00065-5

JOISEL A., BIREBENT A. (1952) - Mécanique interne du broyeur à boulets. Revue des matériaux de constructions. 112 pages.

KAHRAMAN S. (2001a) - Evaluation of simple methods for assessing the uniaxial compressive strength of rock. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, vol. 38(7), pp. 981–994.

KAHRAMAN S. (2001b) - A correlation between P -wave velocity , number of joints and Schmidt hammer rebound number. International Journal of Rock Mechanics and Mining Science, vol. 38, pp. 729–733.

KAHRAMAN S. (2002) – Estimating the direct P-wave velocity value of intact rock from indirect laboratory measurements. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, vol. 39, pp. 101–104.

KATZ O., RECHES Z., ROEGIERS J.-C., (2000) Evaluation of mechanical rock properties using a Schmidt Hammer. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, vol. 37, pp. 723–728.

KAZMIERCZAK J.-B. (1996) - Comportement et dimensionnement des parois moulées dans les argiles raides saturées. Thèse de doctorat, Université de Lille 1, 324 pages.

KERISEL J. (1985) - Histoire de l'ingénierie géomécanique jusqu'à 1700. Comptes rendus du XIe CIMSTF (San Francisco), Volume de jubilé, pp. 3-90.

KERISEL J., ABSI E. (1990) - Tables de poussée et de butée des terres. Paris : Presses des ponts et chaussées, 3ème éd., 240 pages.

KRAHN J., MORGENSTERN N.R. (1979) - The ultimate frictional resistance of rock discontinuities. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanical Abstracts, vol. 16, pp. 127-133.

KULATILAKE P., HE W., UM J., WANG H. (1997) - A physical model study of jointed rock mass strength under uniaxial compressive loading. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, vol. 34(3-4), pp. 165-180. doi:10.1016/S1365-1609(97)00123-8

KWASNIEWSKI M., NEUYEN H.V. (1986) - Experimental studies on anisotropy of the time dependent behaviour of bedded rocks. Proceedings of the International Symposium on Engineering in Complex Rock Formations, Beijing, China.

LADANYI B., ARCHAMBAULT G. (1969) - Simulation of the shear behaviour of a jointed rock mass. Proceedings of the 11th U.S. Symposium on Rock Mechanics, vol. 7, pp. 105-125, Berkeley, AIME, New York.

LADANYI B., ARCHAMBAULT G. (1972) - Evaluation of shear strength of a jointed rock mass. Proceedings of the 24th International Geological Congress, Section 13D, pp. 249–270. Montreal.

LAMA R. D., VUTUKURI V. S. (1978) – Handbook on mechanical properties of Rocks, Vol. III.

LARCHER N., TAKARLI M., ANGELLIER N., PETIT C. (2012) - Etude de la propagation d'ondes ultrasonores dans les matériaux bitumineux : détermination du module complexe. XXX^{èmes} rencontres de l'AUGC – Chambéry 6-8 juin 2012 (pp. 1–13).

LARCHER N., TAKARLI M., ANGELLIER N., PETIT C., SEBBAH H. (2014) - Towards a viscoelastic mechanical characterization of asphalt materials by ultrasonic measurements. Materials and Structures. doi:10.1617/s11527-013-0240-0

LE COR T., MERRIEN-SOUKATCHOFF V., RANGEARD D., RESCOURIO C., SIMON J. (2014) Comparisons of different modelling of an excavation realized in fractured and weathered rocks. 8th European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering proceedings (NUMGE), Delft Netherlands 18-20th june 2014.

LE CORRE C. (1977) - Le Briovérien de Bretagne centrale : Essai de synthèse lithologique et structurale. Bulletin du BRGM section 1, n°3, pp. 219-254.

LE HUÉROU J.Y., GINDRE M., URBACH W., WAKS M. (2003) - Compressibility of nano inclusions in complex fluids by ultrasound velocity measurements, Ultrasonics, Ferroelectrics and Frequency Control, vol. 50 (11), pp 1595-1600.

LEE H., PARK Y., CHO T., YOU K. (2001) - Influence of asperity degradation on the mechanical behavior of rough rock joints under cyclic shear loading. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, vol. 38(7), pp. 967–980. doi:10.1016/S1365-1609(01)00060-0

LEICHNITZ W. (1985) - Mechanical properties of rock joints - International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, vol. 22(5), pp. 313-321.
MARQUES E. A. G., BARROSO E.V., MENEZES FILHO A.P., VARGAS E.D.A. (2010) - Weathering zones on metamorphic rocks from Rio de Janeiro-Physical, mineralogical and geomechanical characterization. Engineering geology, vol. 111(1-4), pp. 1-18.

MARTEN S. (2005) - Etude expérimentale et méthodologique sur le comportement des écrans de soutènement. Thèse de doctorat, Ecole nationale des Ponts et Chaussées, 308 pages.

MARTIN D. & CHANDLER N.A. (1994) - The progressive fracture of lac du Bonnet granite. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics abstracts, vol. 31 (6), pp 643-659.

MCCARROLL D. (1994) - The Schmidt hammer as a measure of degree of rock surface weathering and terrain age. Beck C, editor. Dating in exposed and surface contexts. Mexico: University of New Mexico Press; pp 29–45.

MENARD L., BOURDON G., HOUY A. (1964) - Etude expérimentale de l'encastrement d'un rideau en fonction des caractéristiques pressiométriques du sol de fondation. Sols-Soils, vol. 12, 9 juin 1964.

MESTAT P. (1993) - Loi de comportement des géomatériaux et modélisation par la méthode des éléments finis. Paris : LCPC, Collection des études et recherches des laboratoires des ponts et chaussées, GT52, 193 pages.

MOLYNEUX J.B., SCHMITT D.R. (2000) - Compressionnal-wave velocities in attenuating media: A laboratory physical model study, Geophysics, vol. 65, pp 1162-1167.

MONNET A. (1994) - Module de réaction, coefficient de décompression, au sujet des paramètres utilisés dans la méthode de calcul élastoplastique des soutènements - Revue française de géotechnique n°66 - 1er trimestre 1994.

MONNET J. (2013) - La méthode des éléments finis : Application à la géotechnique. Cours doctoral de l'Association Universitaire de Génie Civil (AUGC).

MOORE D.M., REYNOLDS R.C. (1997) - X-ray Diffraction and the Identification and Analysis of Clay Minerals, Oxford University Press, Oxford.

MORADIAN Z. A., & BEHNIA M. (2009) - Predicting the Uniaxial Compressive Strength and Static Young 's Modulus of Intact Sedimentary Rocks Using. International Journal of Geomechanics, (February), pp. 14–19.

NAGY E.A, SAMSON S.D, D'LEMOS R.S. (2002) - U-Pb geochronological constraints on the timing of Brioverian sedimentation and regional deformation in the St. Brieuc region of the Neoproterozoic Cadomian orogenesis, northern France. Precambrian Researches, vol. 116, pp. 1-17.

NASSERI M. (2003) - Anisotropic strength and deformational behavior of Himalayan schists International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, vol. 40 (1), pp. 3–23. doi:10.1016/S1365-1609(02)00103-X

NASSERI M., RAO K. S., RAMAMURTHY T. (1997) - Failure mechanism in schistose rocks. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, vol. 34(219), 3–4.

NICOLLET C. (2010) - Métamorphisme et géodynamique, éditions Dunod, 304 pages.

NOUAILLETAS O., PERLOT C., BORDERIE C. LA, BALLIVY G. (2013) - Comportement au cisaillement d'une discontinuité rocheuse suite à une attaque chimique. 31èmes rencontres de l'AUGC, Cachan, 29-31 mai 2013, pp. 1–11.

NOUREDINE F.B., CORFDIR A., BOURGEOIS E., BORGNE H. (2002) - Prise en compte de l'interface sol-ouvrage dans la modélisation numérique : cas de la paroi moulée. Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie, Nancy, 8-9 octobre 2002, 12 pages.

OU C. Y., CHIOU D.-C., WU T.-S. (1996) - Three-dimensional finite element analysis of deep excavations. Proceedings of ASCE, Journal of the geotechnical engineering Division, vol. 122, n°5, pp. 347-345.

PANET M. (1976) - La Mécanique des roches appliquée aux ouvrages du génie civil. Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 226 pages.

PASTEELS P., DORE F. (1982) - Age of the Vire-Carolles granite. Odin G.S. (editor), Numerical Dating in stratigraphy PART II. John Wiley & Sons, New York, pp. 784-790.

PATERSON M.S. (1978) - Experimental rock deformation – The brittle field. Berlin Heidelberg New York, Springer-Verlag, 254 pages.

PATTON F D. (1966) - Multiple modes of shear failure in rock. Proceedings of the 1st Congress of International Society of Rock Mechanics, Lisbon, vol. 1, pp. 509-513.

PELLEGRINO A. (1995) - Comportement fragile des roches : dégradation des propriétés élastiques et anisotropie induite par les contraintes. Thèse de doctorat Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. 213 pages.

PELLET F. L., KESHAVARZ M., BOULON M. (2013) - Influence of humidity conditions on shear strength of clay rock discontinuities. Engineering Geology, vol. 157, pp. 33–38. doi:10.1016/j.enggeo.2013.02.002

PHILIPPONNAT G. (1979) - Fondations et ouvrages en terre. Editions Eyrolles, Paris, 401 pages.

PINTO I.J. (1970) - Deformability of schistose rocks. Proceedings of the Second Congress of International Society of Rock Mechanics. Belgrade, pp. 491-496.

POPPE L. , PASKEVICH V., HATHAWAY J., BLACKWOOD D. (2001) - A Laboratory Manual for X-Ray Powder Diffraction, US geotechnical survey open file report. pp. 2001-41.

PUNTURO R., KERN H., CIRRINCIONE R., MAZZOLENI P., PEZZINO A. (2005) - P- and S-wave velocities and densities in silicate and calcite rocks from the Peloritani Mountains, Sicily (Italy): The effect of pressure, temperature and the direction of wave propagation. Tectonophysics, vol. 409(1-4), pp. 55–72. doi:10.1016/j.tecto.2005.08.006

RAMAMURTHY T. (1993) - Strength and modulus response of anisotropic rocks. Comprehensive Rock Engineering, Chapter 13. Prof. J.A. Hudson (Editor), Pergamon, UK, vol. 1, pp. 315-330.

READ S.A.L., PERRIN N.D., BROWN I.R. (1987) - Measurement and analysis of laboratory strength and deformability characteristics of schistose rocks. Proceedings of the Sixth International Conference on Rock Mechanics, vol. 1, Montreal, 1987, pp. 233–238.

SAMSON S.D, D'LEMOS R.S ; BLICHERT-TOFT J., VERVOORT J. (2003) – U_Pb geochronology and Hf-Nd isotope compositions of the oldest Neoproterozoic crust within the Cadomian orogen : new evidence for a uniquejuvenile terrane. Earth Plan. Sc. Let.. 208, p. 165-180

SAROGLOU H., TSIAMBAOS G. (2008) - A modified Hoek-Brown failure criterion for anisotropic intact rock. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, vol. 45, p223-234.

SCHLEICHER A. M., VAN DER PLUIJM B. A., SOLUM J. G., WARR L. N. (2006) - Origin and significance of clay-coated fractures in mudrock fragments of the SAFOD borehole (Parkfield, California). Geophysical Research. Letters, vol. 33(16). doi:10.1029/2006GL026505

SCHMITT P. (1995) - Méthode empirique d'évaluation du coefficient de réaction du sol vis-à-vis des ouvrages de soutènement souples - Revue française de géotechnique n°71 – 2ème trimestre 1995.

SHOREY P.R., BARAT D., DAS M.N., MUKHERJEE K.P., SINGH B. (1984) - Schmidt hammer rebound data for estimation of large scale in-situ coal strength (Technical Note). International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences Geomechanic Abstract., vol. 21, pp. 39–42.

SETRA (2011) - IQOA (Image Qualité des Ouvrages d'Art) Murs, Campagne d'évaluation 2010, http://www.piles.setra.developpement-durable.gouv.fr, 2011.

SIGGINS A. F. (1993) - Dynamic elastic tests for rock engineering. In Comprehensive Rock Engineering (Edited by Hudson J. A.), Chapter 24, vol. 3, pp. 601-618. Pergamon, Oxford.

SIMON B. (1995) - Commentaires sur le choix des coefficients de réaction pour le calcul des écrans de soutènements - Revue française de géotechnique n°71 – 2ème trimestre 1995.

SINGH M., RAO K.S., RAMAMURTHY T., (2002) - Strength and deformational behaviour of a jointed rock mass. Rock Mechanics and Rock Engineering, vol. 35 (1), pp. 45–64.

SINGH M., SESHAGIRIRAO K. (2005) - Empirical methods to estimate the strength of jointed rock masses. Engineering Geology, vol. 77 (1-2), pp. 127–137. doi:10.1016/j.enggeo.2004.09.001

SONG I., SUH M., WOO Y., HAO T. (2004) - Determination of the elastic modulus set of foliated rocks from ultrasonic velocity measurements. Engineering Geology, vol. 72, pp. 293-308.

SPILKER A. (1937) - Mitteilung über die Messung der Krâftevin einer Baugrubenaussteifung. Bautechnik, 1937, n°1, pp 16-18.

TAKARLI M. (2007) - Comportement de matériaux constitutifs de barrages en enrochement : caractérisation minéralogique, physique, mécanique et altérabilité. Thèse de doctorat, INSA Rennes, France, 264 pages.

THURO K., SINGER J., KÄSLING H., BAUER M. (2006) –Determining abrasivity with the LCPC test– Ges. für Geotek.: Beiträge zur 29. Baugrundtagung, 27-29 September 2006 in Bremen, pp. 283-290.

TIEN Y. M., KUO M. C., JUANG C. H. (2006) - An experimental investigation of the failure mechanism of simulated transversely isotropic rocks. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, vol. 43(8), pp. 1163-1181. doi:10.1016/j.ijrmms.2006.03.011

TORNAGHI R., SAVERI E. (1985) - Alignment control of a deep cut-off wall. Comptes rendus du XIème CIMSTF San Francisco, Rotterdam : Balkema, vol. 2, pp. 1139-1143.

TÖRÖK Á., VÁSÁRHELYI B. (2010) - The influence of fabric and water content on selected rock mechanical parameters of travertine , examples from Hungary. Engineering Geology, vol. 115(3-4), pp. 237–245.

TRAUTMANN F., PARIS F. (2000) - Carte géol. France (1/50 000), feuille Rennes (317). Orléans : BRGM. Notice explicative par Trautmann F., Paris F., Carn A.(2000), 85 pages.

TUCKER M. (1988) - Techniques in sedimentology. Blackwell Scientific Publications LTD.

VÁSÁRHELYI B., VÁN P. (2006) - Influence of water content on the strength of a rock. Engineering Geology, vol. 84, pp. 70-74.

VÁSÁRHELYI B. (2003) - Some observations regarding the strength and deformability of sandstones in case of dry and saturated conditions. Bulletin of Engineering Geology and Environment. vol. 62, pp. 245–249.

VEDER C. (1953) - Procédés de construction de diaphragmes imperméables à grande profondeur au moyen de boues thixotropiques. Comptes-rendus du III^{eme} CIMSTF (Zurich), vol 2, pp 91-94.

VEZOLE P. (1995) - Ecrans de soutènement - Interaction sol-structure, à propos de la méthode des modules de réaction - Revue française de géotechnique n° 71, 2nd trimestre 1995.

VISHNU C. S., MAMTANI M. A., BASU A. (2010) - AMS , ultrasonic P-wave velocity and rock strength analysis in quartzites devoid of mesoscopic foliations – implications for rock mechanics studies. Tectonophysics, 494(3-4), pp. 191–200.

WALKER P.F., (1971) - The Shearing Behaviour of Block Jointed Rock Model. PhD thesis. Queens Univ., Belfast.

WINKLER E. (1867) - Die Lehre von Elastizit• at und Festigheit. Prague : H. Dominicus.

XU S., GRASSO P., MAHTAB A. (1990) – Use of Schmidt hammer for estimating mechanical properties of weak rock. Proceedings 6th international IAEG congress, vol. 1 Balkema, Rotterdam, pp. 511-519.

YANG Z.Y., LO S.C. (1997) – An index for describing the anisotropy of joint surfaces. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, vol. 34(6), pp.1031–1044.

YASAR E., ERDOGAN Y. (2004) - Correlating sound velocity with the density, compressive strength and Young's modulus of carbonate rocks. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, vol. 41(5), pp.871–875.

YOSHINAKA R., YAMABE T. (1986) - Joint stiffness and the deformation behaviour of discontinuous rock. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanical Abstract, vol. 23(1), pp. 19-28.

ANNEXES

ANNEXE 1 : Observations des lames minces

Site A :

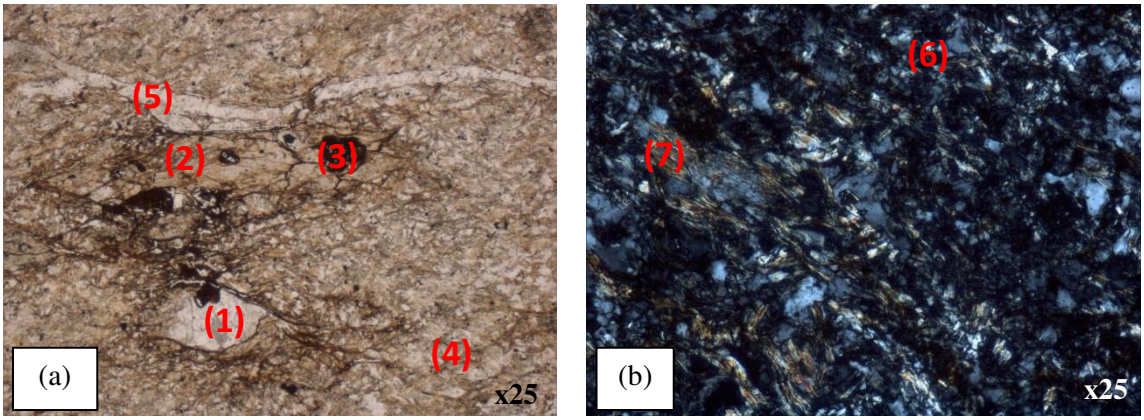


Figure 1.1 (a) Lame dans la direction perpendiculaire à la schistosité en lumière polarisée non analysée (grossissement x 25). (b) Lame dans la direction 2 en lumière polarisée et analysée (grossissement x25). (1) : Quartz, (2) : Chlorite, (3) : Leucoxène, (4) : Illite et muscovite, (5) : Veine de quartz, (6) : Minéral opaque, (7) : Muscovite

Les minéraux les plus redondants dans cet échantillon sont le quartz (polycristallin et monocristallin) et la muscovite plus ou moins illitisée. De la chlorite et de la biotite sont également présents. La chlorite peut être issue de l'altération de la biotite mais son origine peut également être diagénique. Des minéraux opaques (dont du leucoxène) et de la goethite sont également présents en quantité importante indiquant une forte altération de l'échantillon. La mise en place de la goethite se fait selon les plans de schistosité.

La granulométrie moyenne des minéraux varie entre 40 et 60 µm avec une phase de liaison nexistante. L'échantillon correspond à une siltite très grossière altérée et se classe donc comme une roche sédimentaire détritique terrigène.

Site B :

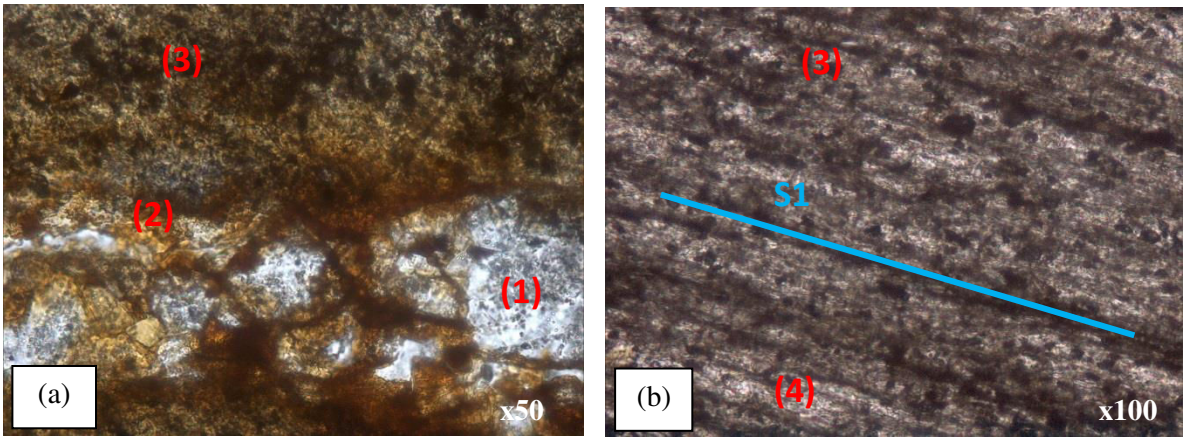


Figure 1.2 (a) Lame parallèle à la schistosité, sur veine de quartz, en lumière polarisée non analysée (grossissement x50).(b) Lame perpendiculaire à la schistosité, en zone courante, en lumière polarisée non analysée (grossissement x100). (1) : Quartz, (2) : Goethite, (3) : Minéraux opaques, (4) : Illite, S1 : Direction de la schistosité

Les minéraux les plus abondants sont le quartz, la muscovite plus ou moins illitisée et la chlorite. Les minéraux opaques sont présents en quantité importante à l'inverse de la goethite qui reste concentrée sur la veine de quartz.

La granulométrie est comprise entre 3-10 µm et quelques grains ont une taille supérieure (de 30 à 40 µm) avec une phase de liaison inexistante. L'échantillon correspond à une siltite très fine ayant subi une légère déformation (schistosité) et des circulations de fluides ayant entrainé des dépôts de quartz et de goethite. Elle se classe comme une roche détritique terrigène.

Site C :

Faciès C1/C2 :

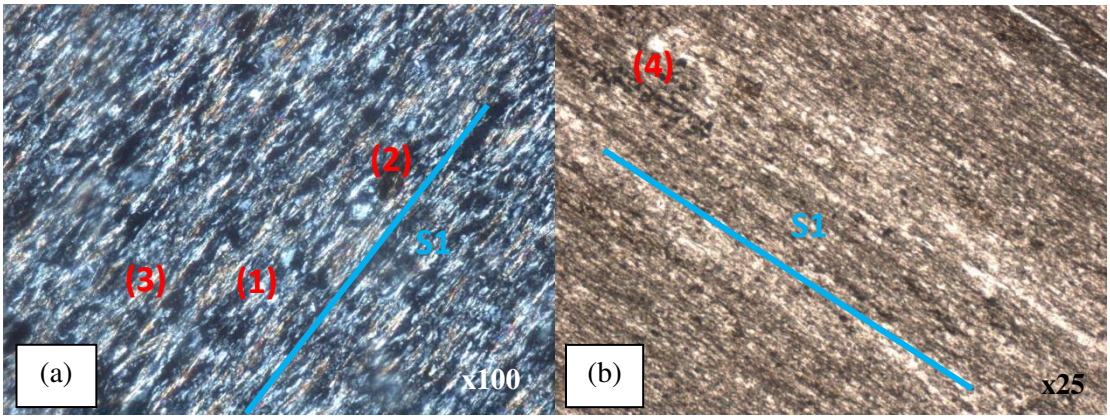


Figure 1.3 (a) Lame perpendiculaire à la schistosité, en zone courante, en lumière polarisée analysée (grossissement x100). (b) Lame perpendiculaire à la schistosité, en zone courante, en lumière polarisée non analysée (grossissement x25). (1) : Quartz, (2) : Leucoxène, (3) : Muscovite, (4) Minéraux opaques, S1 : Direction de la schistosité

Les minéraux majoritaires sont le quartz et les phyllosilicates (muscovite, illite, chlorite). Les minéraux opaques et la goethite sont également présents dans une moindre mesure indiquant un degré d'altération faible. La granulométrie de l'échantillon est comprise entre 30 et 40 µm et la phase de liaison est inexistante. L'échantillon correspond à une siltite grossière présentant une schistosité fine et se classe comme une roche sédimentaire détritique terrigène.

Faciès C3 :

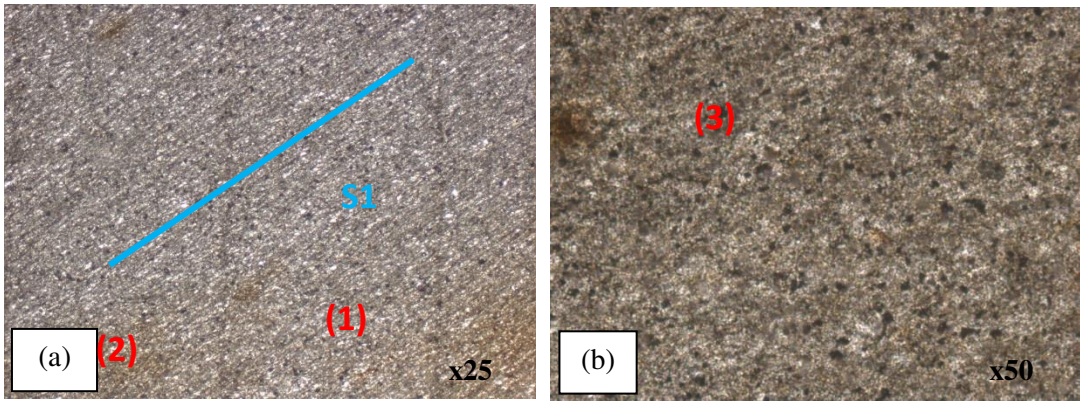


Figure 1.4 (a) Lame perpendiculaire à la schistosité en lumière polarisée non analysée (grossissement x25). (b) Lame parallèle à la schistosité en lumière polarisée non analysée (grossissement x50). (1) : Quartz, (2) : Goethite, (3) : Minéraux opaques, S1 : Direction de la schistosité

Les minéraux les plus abondants sont le quartz et les phyllosilicates. Le degré d'altération de l'échantillon est élevé : présence importante de minéraux opaques et de Goethite dispersée sur l'ensemble des lames mais localement plus concentrée.

La granulométrie de l'échantillon est comprise entre 30 et 40 µm et la phase de liaison est inexistante. L'échantillon correspond à une siltite grossière présentant une schistosité fine et se classe comme une roche sédimentaire détritique terrigène.

Site D :

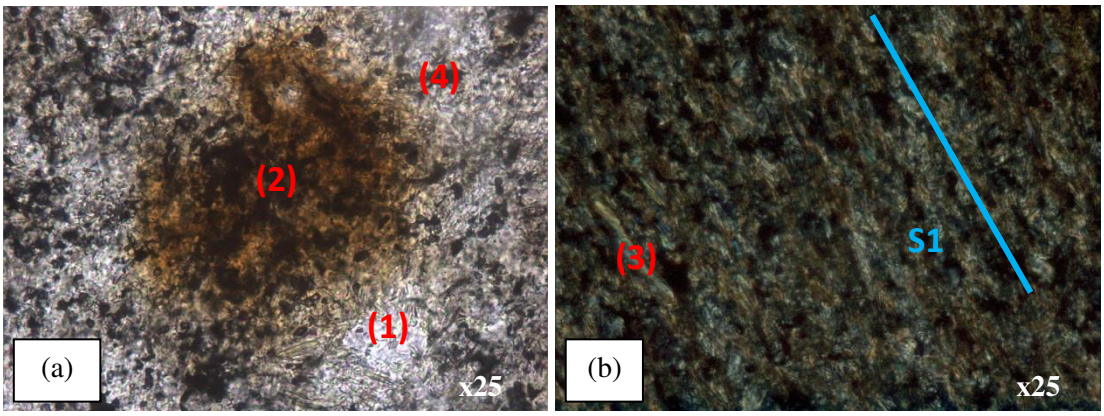


Figure 1.5 (a) Lame parallèle à la schistosité en lumière polarisée non analysée (grossissement x25). (b) Lame perpendiculaire à la schistosité en lumière polarisée analysée (grossissement x25). (1) : Quartz, (2) : Goethite, (3) : Muscovite et illite, (4) : Minéraux opaques, S1 : Direction de la schistosité

Les principaux minéraux de cet échantillon sont l'illite, la muscovite, le quartz et la chlorite. Les produits d'altération que sont les minéraux opaques et la Goethite sont assez peu présents dans l'échantillon. Dans les couches les plus grossières on note surtout la présence de quartz et de quelques feldspaths non maclés.

La granulométrie de l'échantillon alterne entre des zones comprises entre 30 et 40 µm et des zones à moins d'une dizaine de micromètres. Certains grains de quartz et des minéraux opaques ont une granulométrie plus importante (90 µm). La phase de liaison est inexistante. Cet échantillon est constitué d'une alternance de siltite fine et grossière et se classe comme une roche sédimentaire terrigène.

Site E :

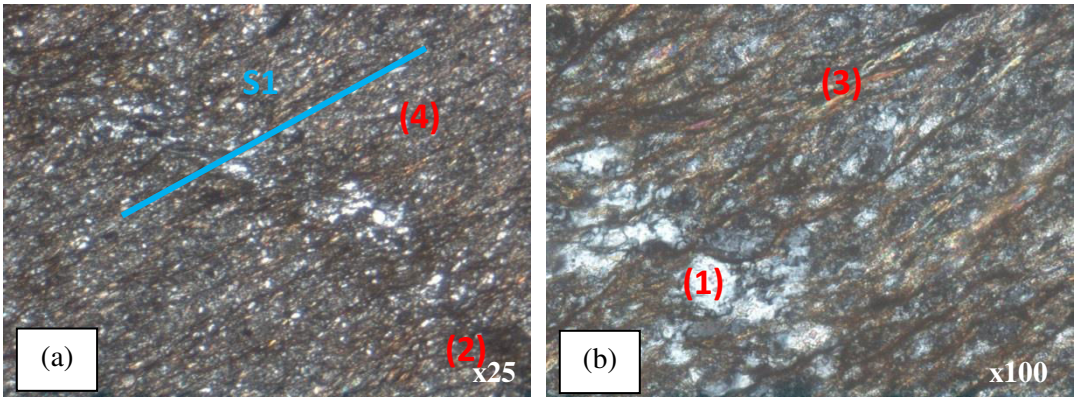


Figure 1.6 (a & b) Lame perpendiculaire à la schistosité en lumière polarisée analysée (grossissements x25 et x100). (1) : Quartz, (2) : Goethite, (3) : Muscovite et chlorite, (4) : Minéraux opaques, S1 : Direction de la schistosité

Les minéraux les plus abondants sont le quartz et les phyllosilicates (chlorite, illite, muscovite). Des feldspaths non maclés et des plagioclases sont également présents en quantité moins importante. Les minéraux opaques et la goethite sont quant à eux peu présents.

La granulométrie de l'échantillon est comprise entre 50 et 120 µm. La phase de liaison est fine et peu abondante. L'échantillon correspond à un grès très fin et peut être classé comme une roche sédimentaire terrigène.

Site F :

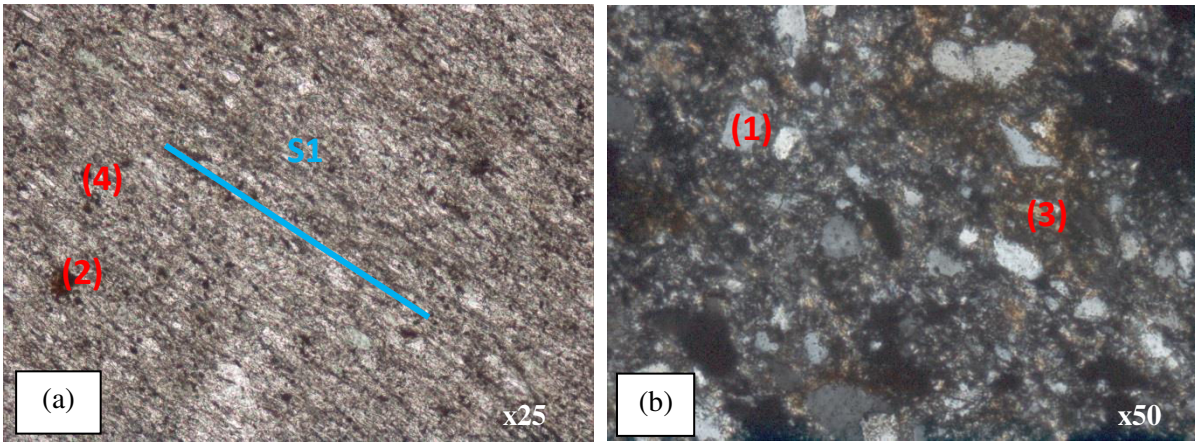


Figure 1.7 (a) Lame perpendiculaire à la schistosité en lumière polarisée non analysée (grossissement x25). (b) Lame parallèle à la schistosité en lumière polarisée et analysée (grossissement x50). (1) : Quartz, (2) : Leucoxène, (3) : Muscovite et chlorite, (4) : Minéraux opaques, S1 : Direction de la schistosité

Les minéraux principaux dans les deux lames sont le quartz (présent sous forme monocristalline et polycristalline) et les phyllosilicates. De plus, quelques grains tels que les feldspaths orthose ou plagioclases ainsi que les microclines sont observables. Les minéraux opaques et la Goethite sont peu présents.

Les lames perpendiculaire et parallèle présentent des granulométries assez différentes : 90 à 120 µm pour la lame parallèle et 20 à 50 µm pour la lame perpendiculaire. La phase de liaison est principalement composée de chlorite et de muscovite. La schistosité est quant à elle très fine. L'échantillon correspond à un grès très fin et est classé en roche sédimentaire terrigène.

Site G :

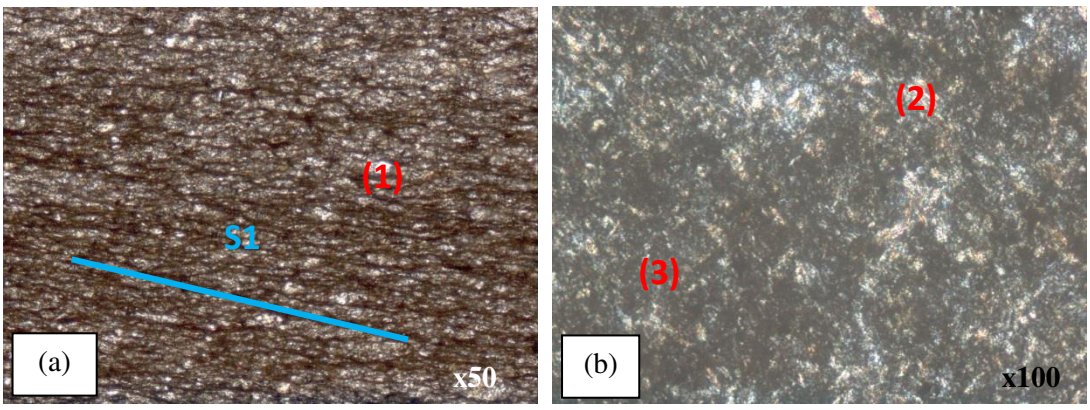


Figure 1.8 (a) Lame perpendiculaire à la schistosité en lumière polarisée non analysée (grossissement x50). (b) Lame parallèle à la schistosité en lumière polarisée et analysée (grossissement x100). (1) : Quartz, (2) : Muscovite et chlorite, (3) : Minéraux opaques, S1 : Direction de la schistosité

Les minéraux majoritaires dans les lames sont le quartz, la muscovite et la chlorite. Il n'y a quasiment pas de minéraux opaques ou de Goethite.

La granulométrie, de l'ordre de 20 à 30 µm, est homogène sur les deux lames (classement en siltite grossière). La roche a subi une déformation qui se traduit par une schistosité prononcée. L'échantillon correspond à une siltite grossière et est classé en roche sédimentaire terrigène.

Site H : (pas de schistosité identifiée)

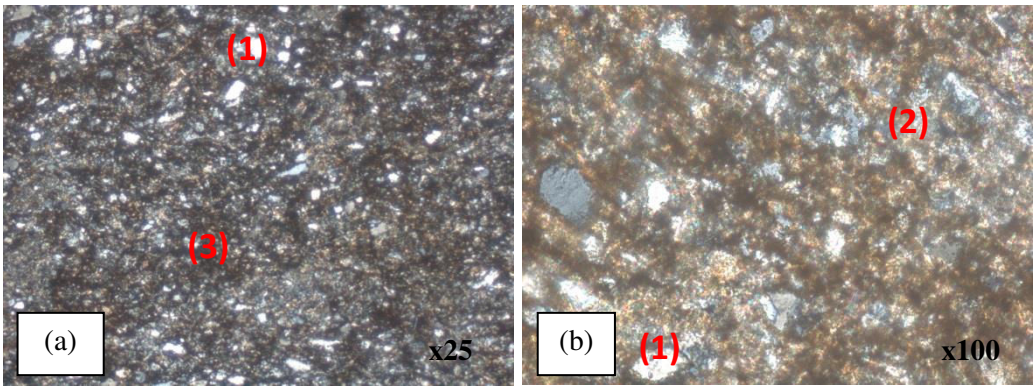


Figure 1.9 (a) Lame dans la direction 1 en lumière polarisée et analysée (grossissement x25). (b) Lame dans la direction 2 en lumière polarisée non analysée (grossissement x100). (1) : Quartz, (2) : Muscovite et chlorite, (3) : Minéraux opaques

Les minéraux majoritaires composant l'échantillon sont le quartz et les phyllosilicates. Quelques feldspaths orthose et plagioclases peuvent également être observés. Les oxydes sont présents mais en nombre limité.

L'espace granulométrique s'étend de 60 à 150 µm. Aucune direction de schistosité n'est identifiable. La roche est de type sédimentaire terrigène et correspond à un grès très fin très peu altéré.

Site I :

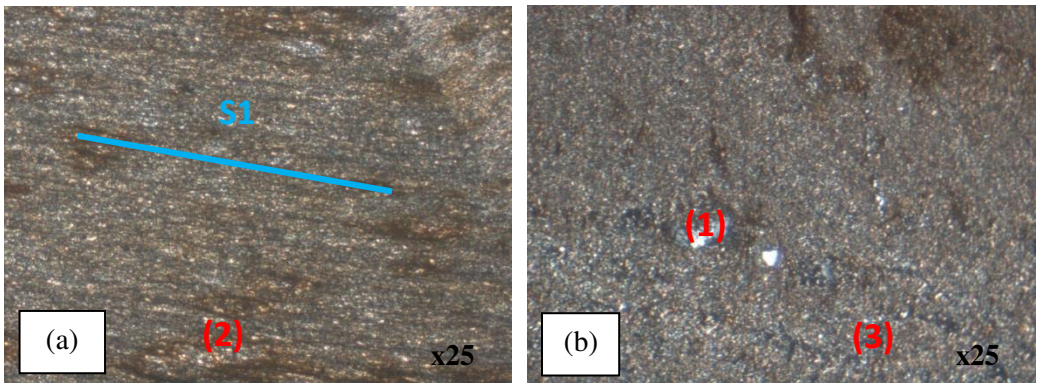


Figure 1.10 (a) Lame perpendiculaire à la schistosité en lumière polarisée non analysée (grossissement x25). (b) Lame parallèle à la schistosité en lumière polarisée et analysée (grossissement x25). (1) : Quartz, (2) : Muscovite, chlorite et illite, (3) : Minéraux opaques, S1 : Direction de la schistosité

Les minéraux majoritaires sont le quartz et les phyllosilicates. Des minéraux opaques sont également présents dans une moindre mesure.

La granulométrie de l'échantillon est très fine (20-30 µm). La schistosité est nettement identifiable. La roche est de type sédimentaire terrigène et correspond à une siltite grossière peu altéré.

Site J :

Faciès J2 : (pas de schistosité car microgranite)

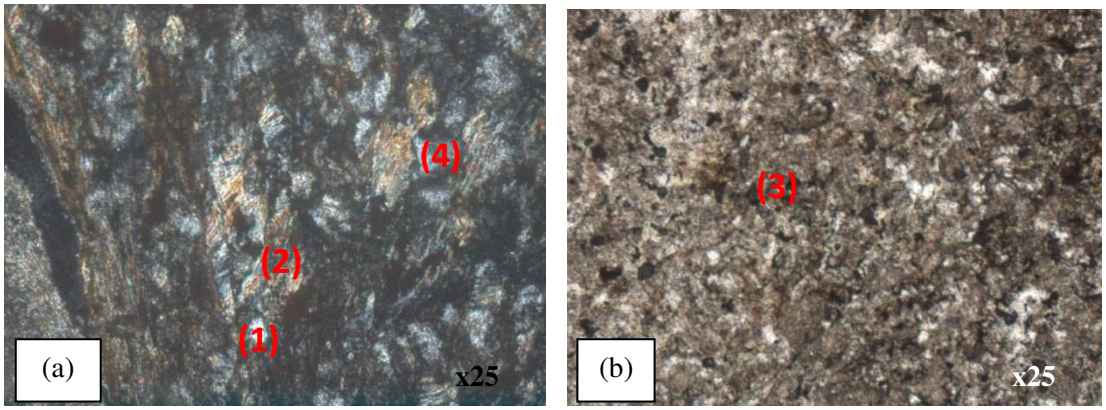


Figure 1.11 (a) Lame dans la direction 1 en lumière polarisée et analysée (grossissement x25). (b) Lame dans la direction 2 en lumière polarisée non analysée (grossissement x25). (1) : Quartz, (2) : Muscovite et chlorite, (3) : Minéraux opaques, (4) : Orthose

Les minéraux principaux identifiables dans la lame sont des phénocristaux (taille allant de 1mm à 5 mm) de quartz, plagioclases et orthose altérés (présence de micro-craquelures à leur surface). Ces phénocristaux sont entourés d'une mésostase composée de petits cristaux de quartz, de chlorite et de muscovite (granulométrie de 20 µm).

Une fracture remplie d'oxydes de fer peut être observée (pas représentée sur la figure 6.12) montrant ainsi que la roche a subi des déformations qui ont également conduit à la fracturation des phénocristaux. Il ne s'agit pas d'un schiste mais d'un microgranite.

Faciès J4 :

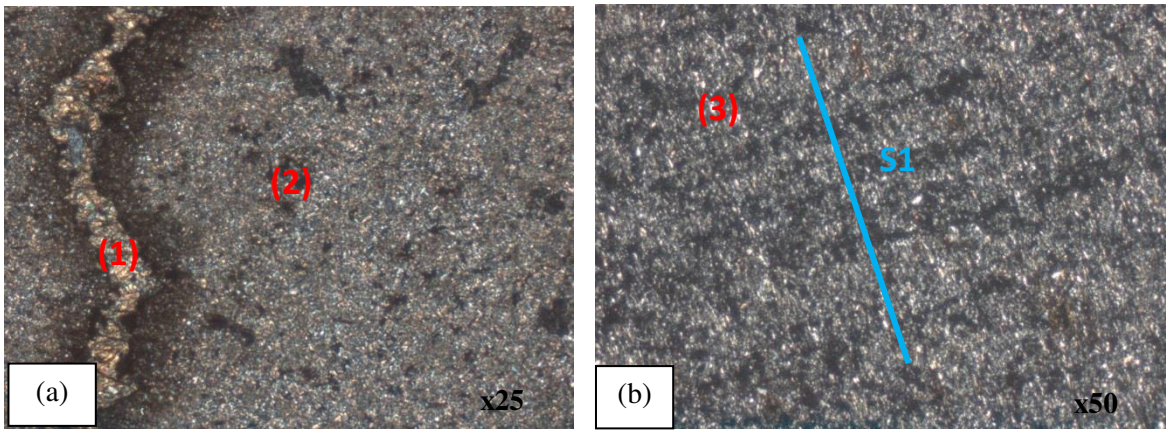


Figure 1.12 (a) Lame parallèle à la schistosité en lumière polarisée analysée (grossissement x25). (b) Lame perpendiculaire à la schistosité en lumière polarisée analysée (grossissement x50). (1) : Muscovite et chlorite, (2) : Minéraux opaques, (3) : Quartz, S1 : Direction de la schistosité

Les minéraux principaux sont le quartz et les phyllosilicates (muscovite, chlorite). Des minéraux opaques sont également présents sur l'ensemble des lames en nombre important.

La granulométrie générale est plutôt fine (de l'ordre de 30 µm). La roche a subi, tout comme l'échantillon J2, une déformation qui a induit ici une schistosité de type fracture. Cet échantillon est de type sédimentaire terrigène et correspond à une siltite très grossière altérée.

Site K :

Faciès K1 : (pas de schistosité identifiée)

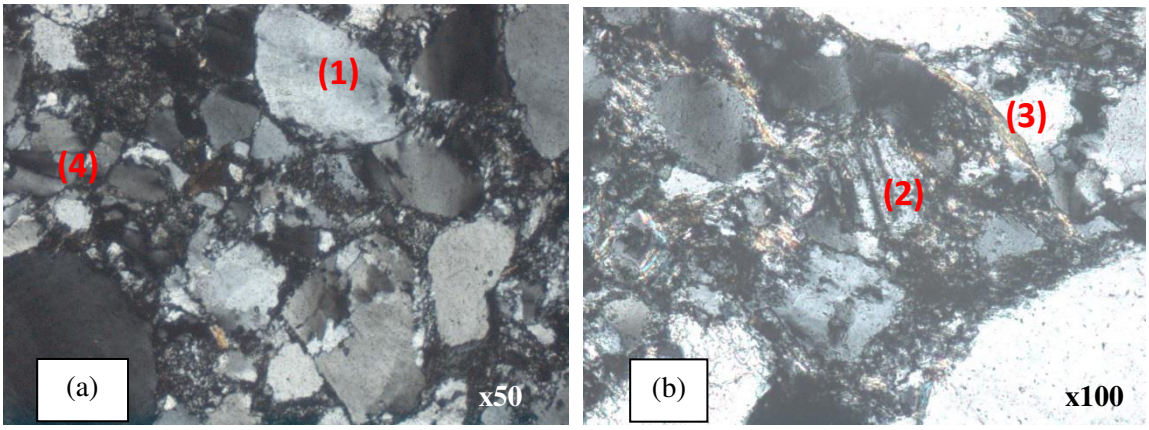


Figure 1.13 (a & b) Lames en lumière polarisée et analysée (grossissements x50 et x100). (1) : Quartz, (2) : Plagioclases, (3) : Muscovite, (4) : Orthose, (5) Minéraux opaques

Le constituant majoritaire de ce faciès est le quartz sous forme de phénocristaux (taille maximum de 1mm), présentant des craquelures. Les autres minéraux présents en quantité moins abondante sont la muscovite, les plagioclases et les orthoses

La granulométrie moyenne des lames est de 300 µm avec une phase de liaison de l'ordre de 15 %. Cette roche correspond à un grès moyen et est très peu altérée.

Faciès K2 : (pas de schistosité identifiée)

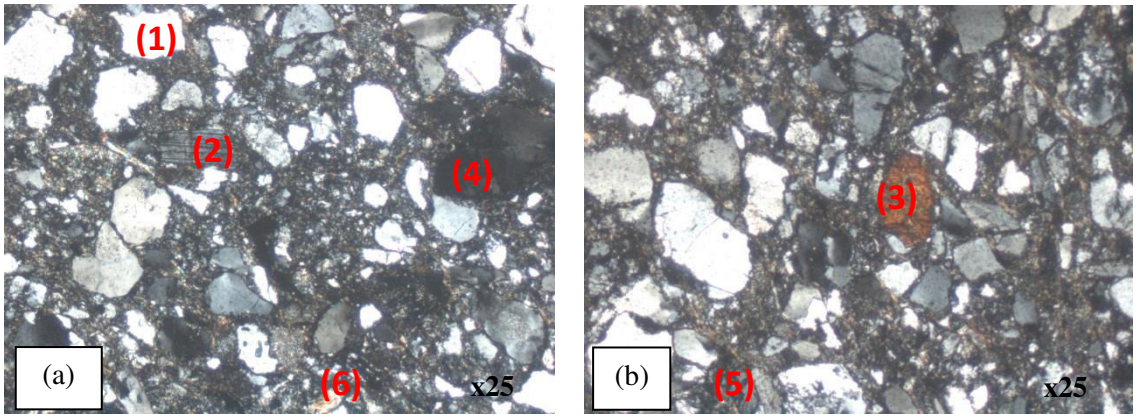


Figure 1.14 (a & b) Lames en lumière polarisée et analysée (grossissement x25). (1) : Quartz, (2) : Plagioclases, (3) : Tourmaline, (4) Minéraux opaques, (5) : Orthose, (6) : Muscovite

Le quartz (monocristallin, microcristallin et polycristallin), les plagioclases, la muscovite et la chlorite sont les minéraux majoritaires dans la roche. Les minéraux secondaires sont les feldspaths Orthose et les minéraux opaques.

La granulométrie moyenne des quartz est de 300 µm avec quelques plus grossier dispersés sur les lames. La phase de liaison, qui représente environ 30 % de la lame, est composée de phyllosilicates (chlorite et muscovite) et est parfois tapissée d'oxydes de fer. L'échantillon correspond à un grès moyen peu altéré et plus précisément à un greywacke feldspathique.

Faciès K3 : (pas de schistosité identifiée)

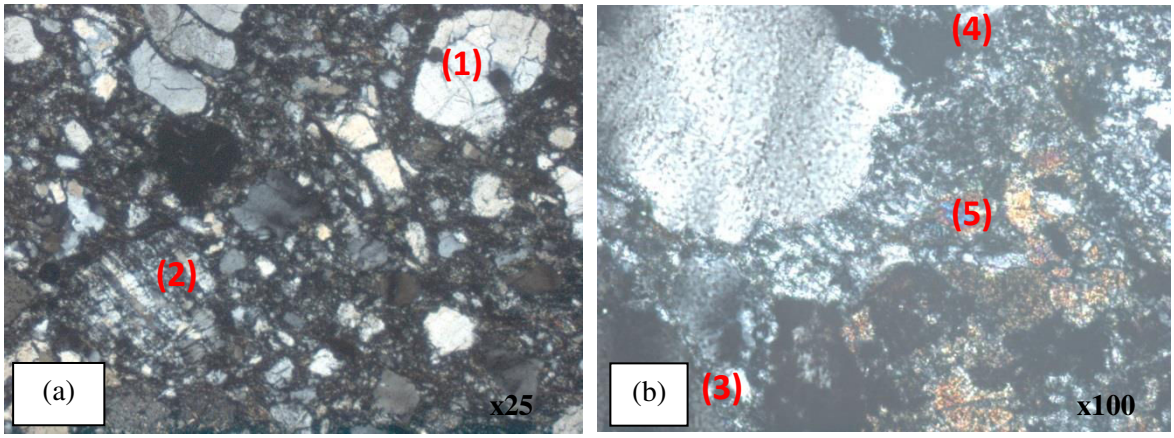


Figure 1.15 (a &b) Lames en lumière polarisée et analysée (grossissements x25 et x100). (1) : Quartz, (2) : Plagioclases, (3) : Minéraux opaques, (4) : Orthose, (5) : Muscovite

Cet échantillon est constitué principalement de quartz (monocristallin, microcristallin et polycristallin), de plagioclases et des minéraux opaques. Les autres minéraux présents sont les feldspaths orthose et la muscovite.

La granulométrie varie de 400 à 700µm et la phase de liaison qui représente environ 20% de la lame est principalement constituée de muscovite et de chlorite. L'échantillon correspond à un grès moyen peu altéré et plus précisément à un greywacke feldspathique.

Site L :

Faciès L1 :

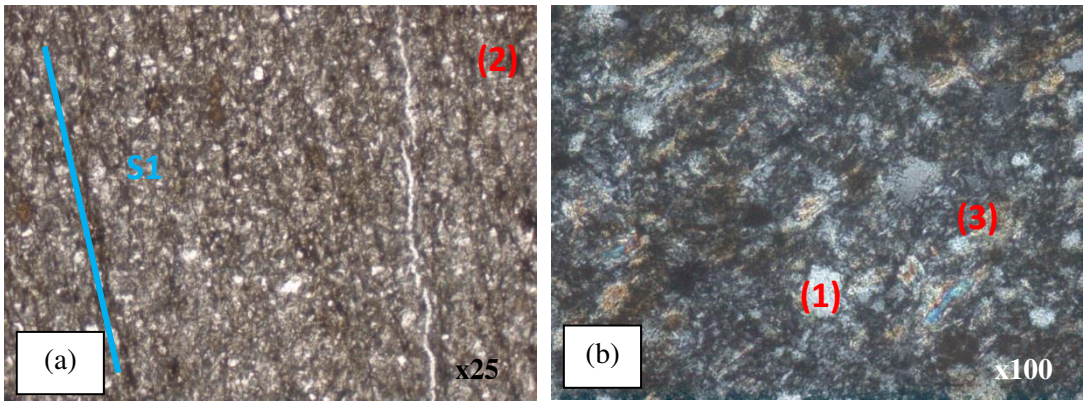


Figure 1.16 (a) Lame perpendiculaire à la schistosité en lumière polarisée non analysée (grossissement x25) (b) Lame parallèle à la schistosité en lumière polarisée analysée (grossissement x100). (1) : Quartz, (2) : Minéraux opaques, (3) : Muscovite, S1 : Direction de la schistosité

Le quartz, la muscovite et les minéraux opaques sont les constituants majoritaires de l'échantillon. Quelques feldspaths et biotite chloritisée peuvent également être rencontrés.

La granulométrie s'échelonne entre 40 et 100 µm. La roche a subi une déformation qui se manifeste par une schistosité de fracture qui s'est développée parallèlement à la stratification. L'échantillon est un grès très fin et correspond à un wacke dans la classification des grès.

Faciès L2 :

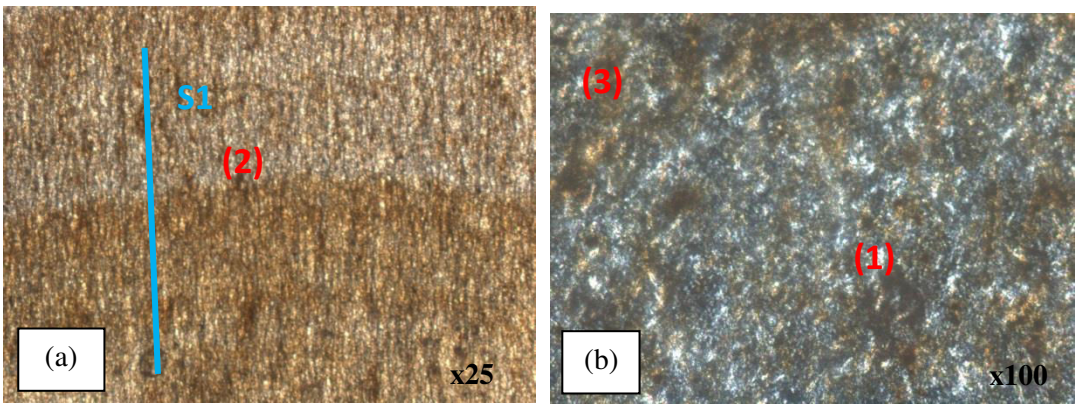


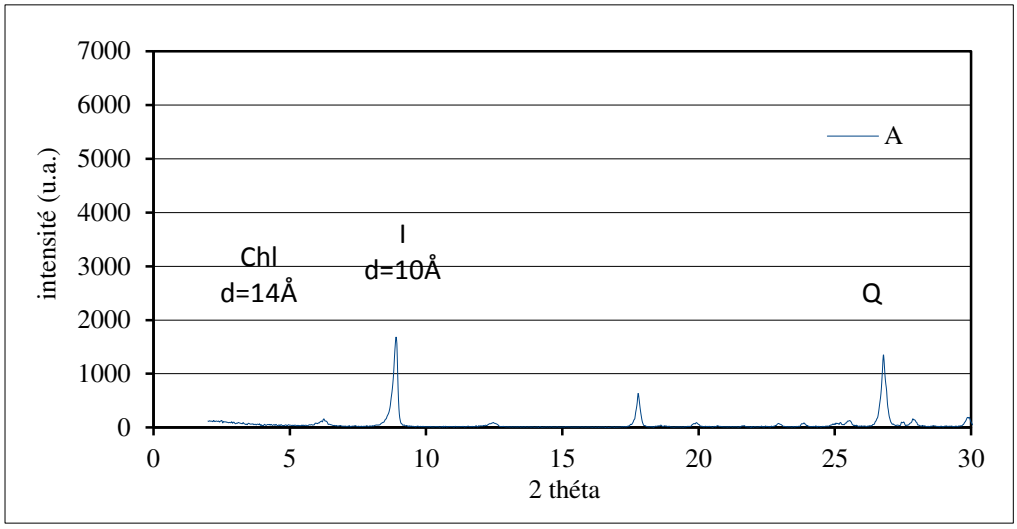
Figure 1.17 (a) Lame perpendiculaire à la schistosité en lumière polarisée non analysée (grossissement x25). (b) Lame parallèle à la schistosité en lumière polarisée analysée (grossissement x100). (1) : Quartz, (2) : Minéraux opaques, (3) : Chlorite et illite, S1 : Direction de la schistosité

L'échantillon est constitué principalement de quartz, de phyllosilicates et de minéraux opaques.

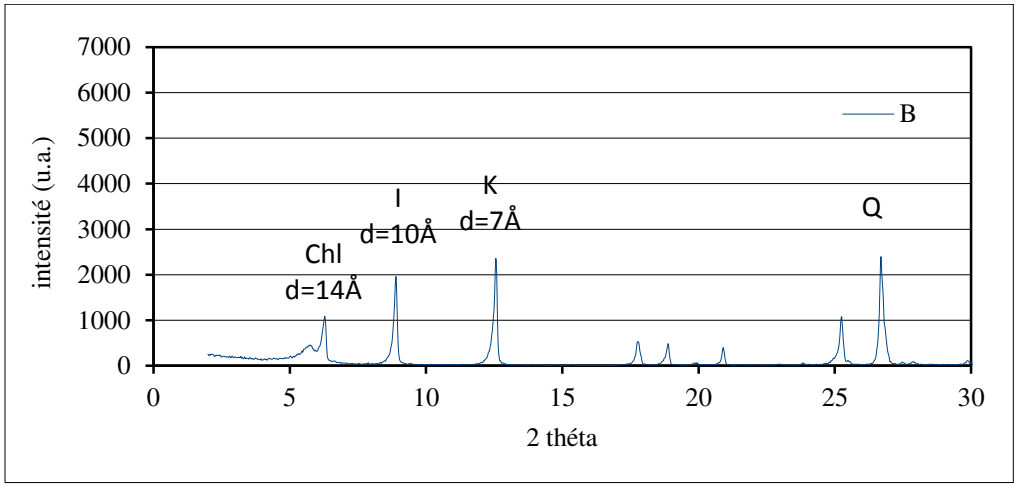
La roche a subit une déformation induisant une schistosité avec un début de recristallisation des minéraux opaques. La granulométrie varie entre 20 et 30 µm. Il s'agit donc d'une siltite grossière.

ANNEXE 2 : Diagramme de diffraction des rayons X des échantillons bruts

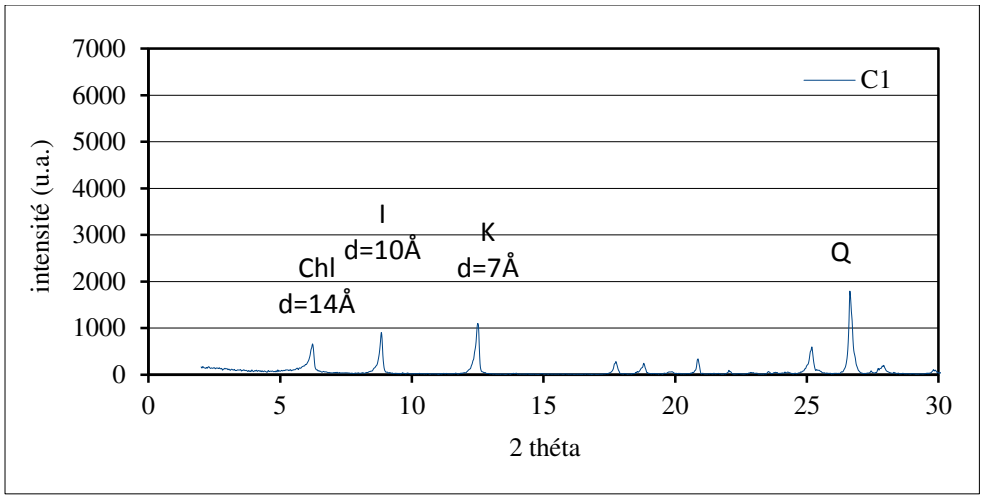
Site A :



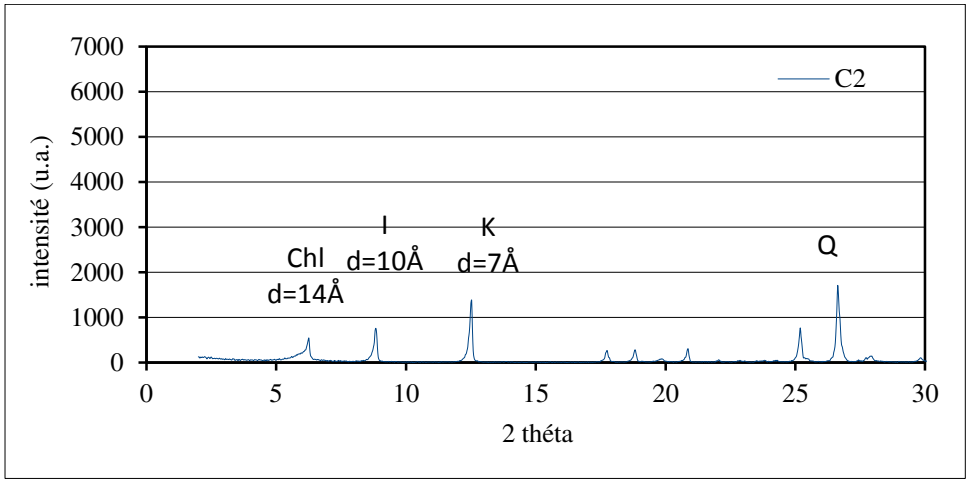
Site B :



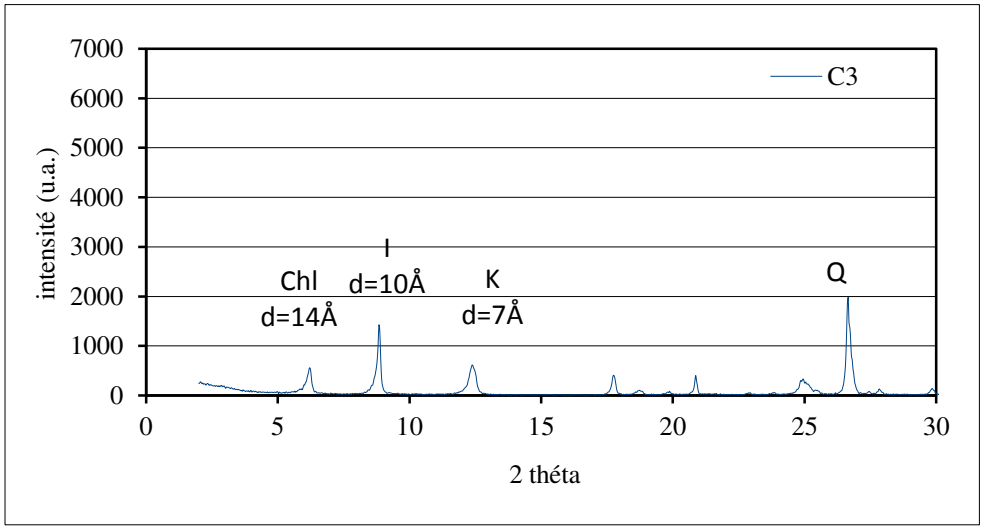
Site C, faciès 1 :



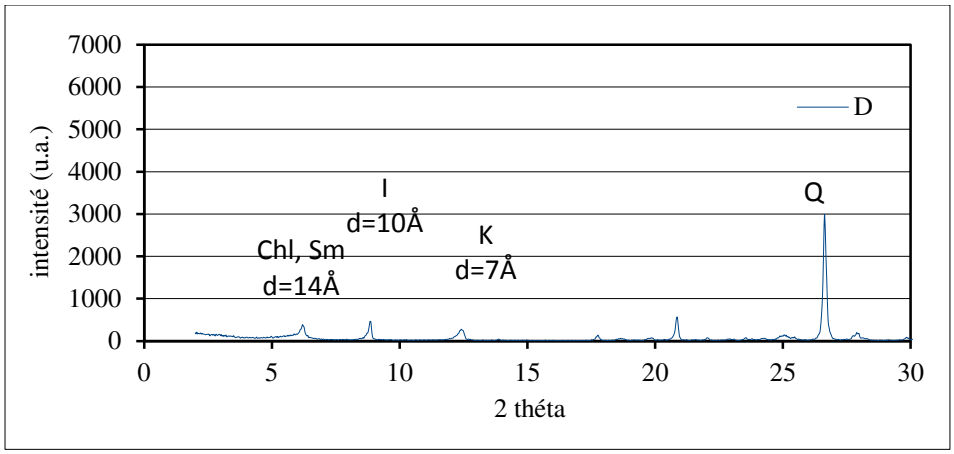
Site C, faciès 2 :



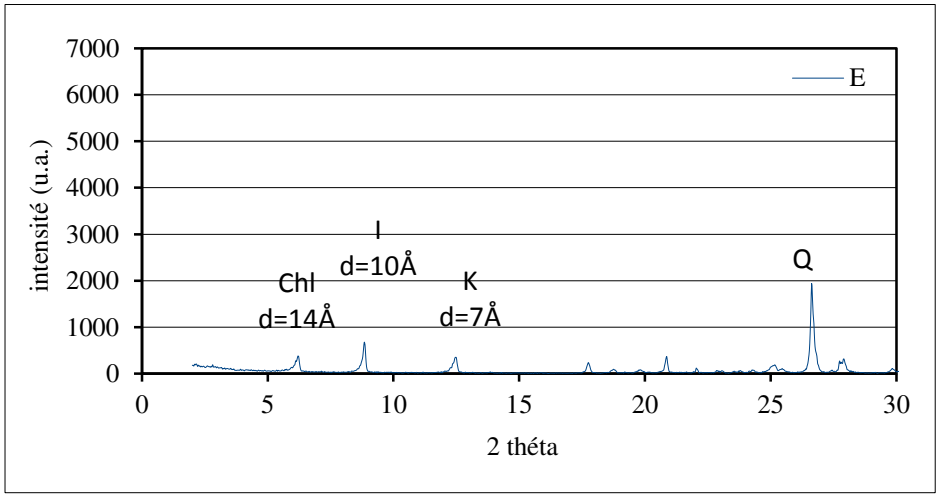
Site C, faciès 3 :



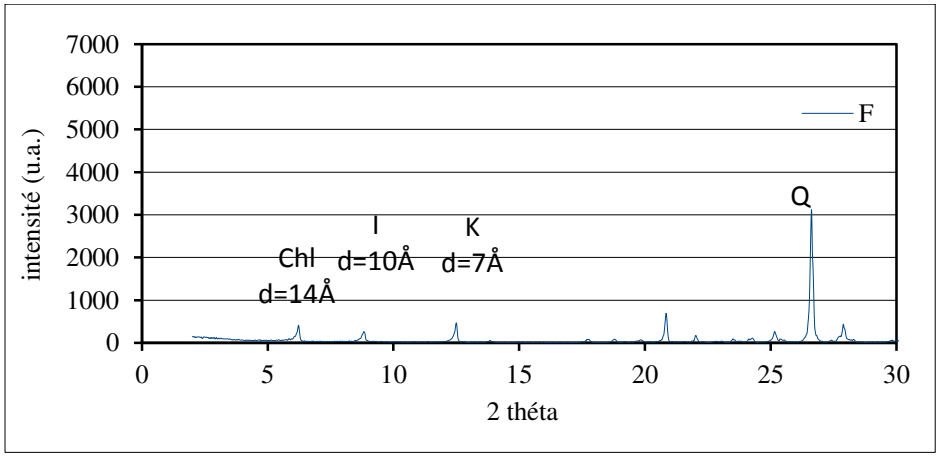
Site D :



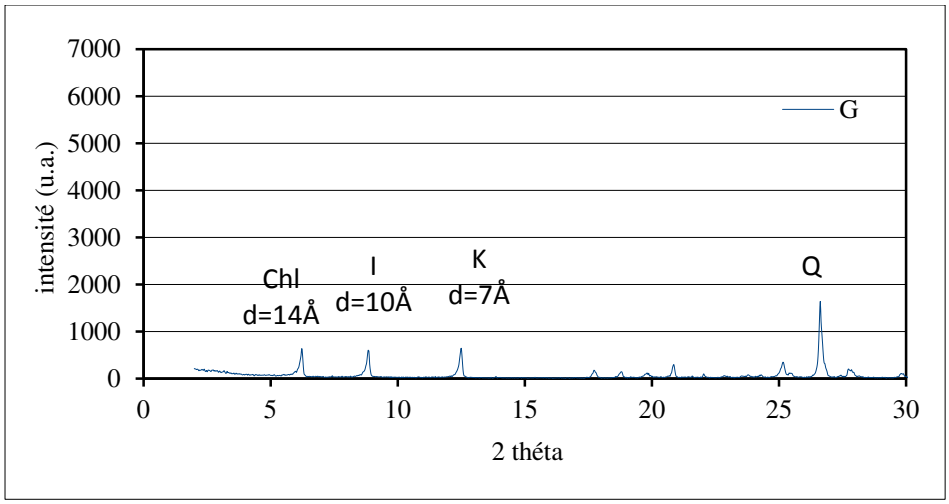
Site E :



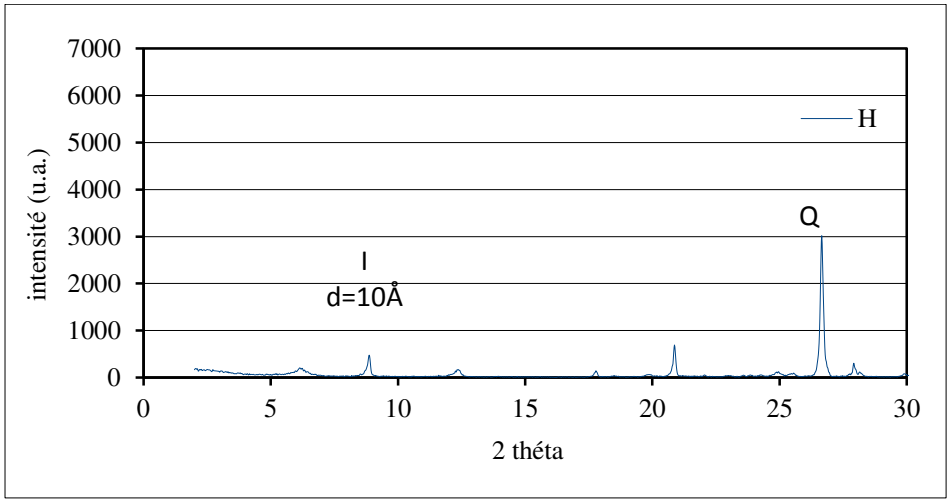
Site F :



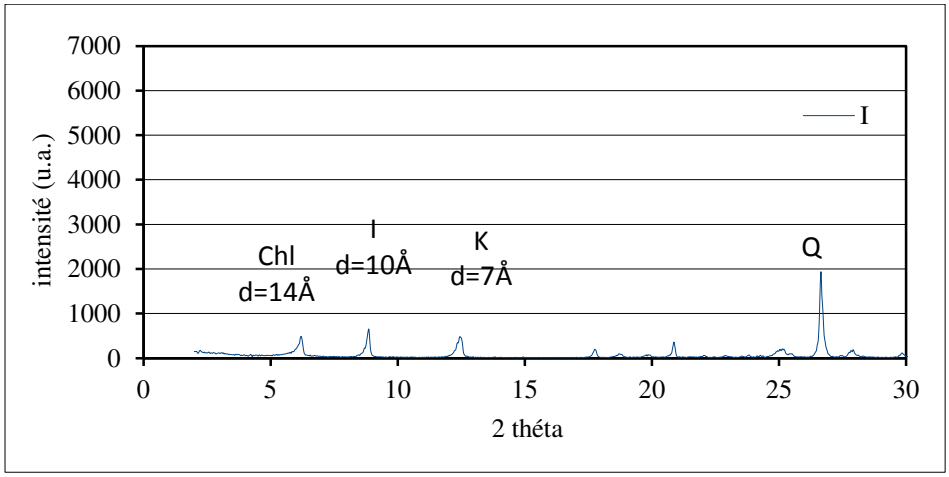
Site G :



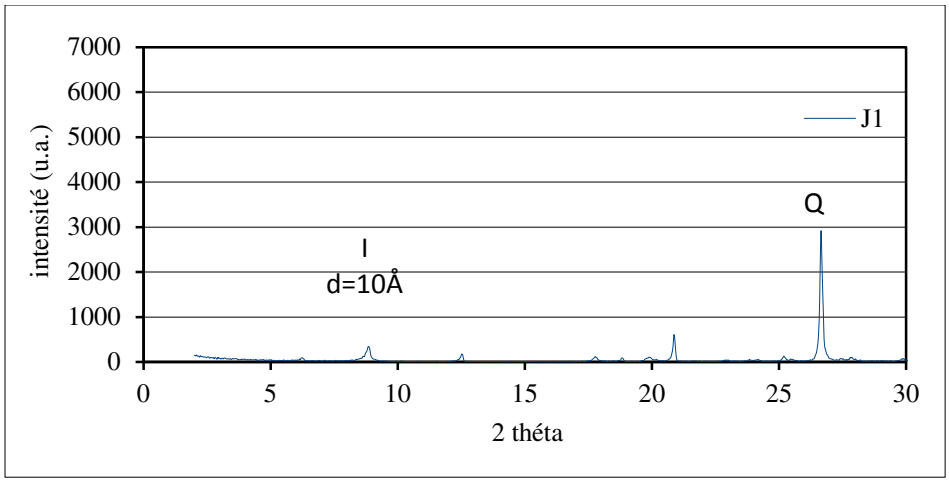
Site H :



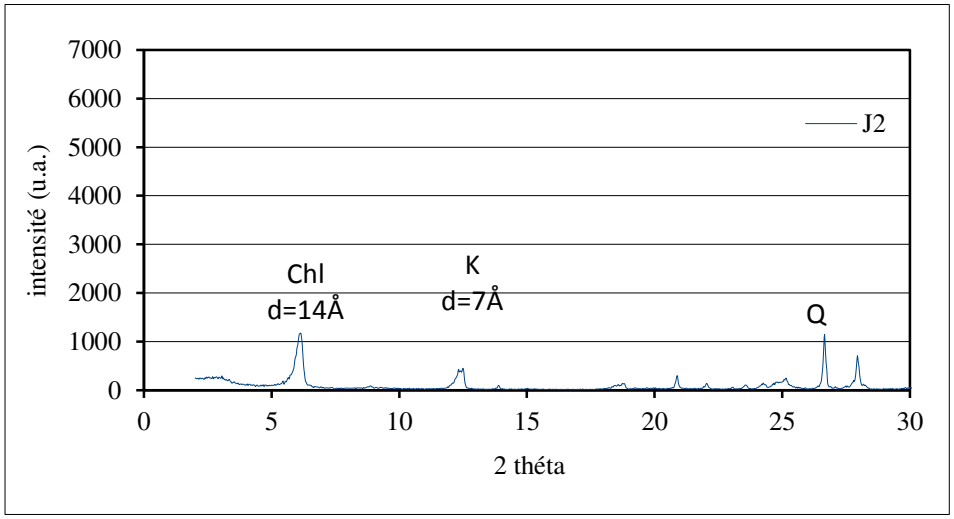
Site I :



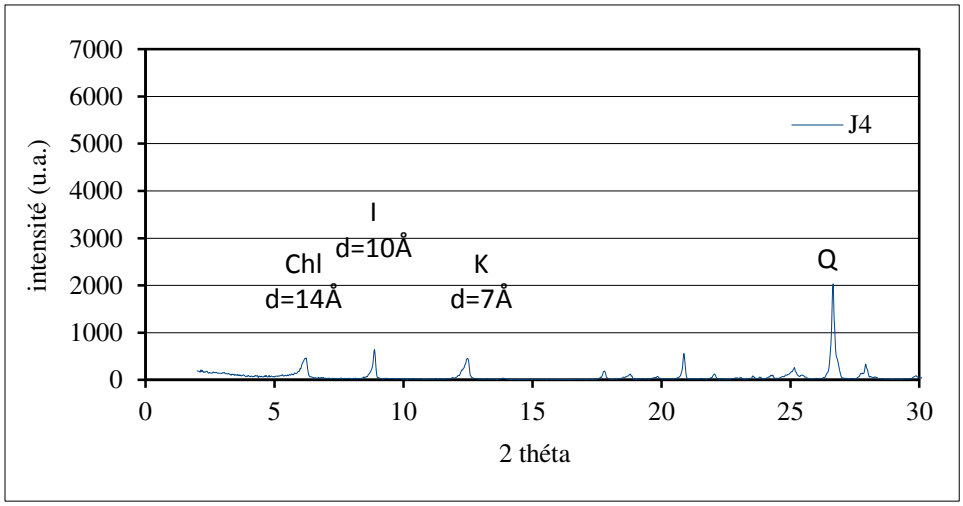
Site J, faciès 1 :



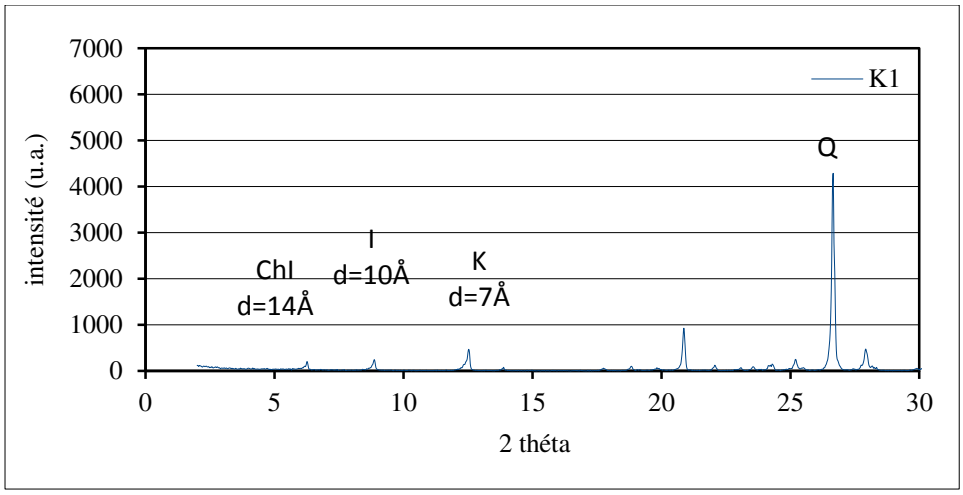
Site J, faciès 2 :



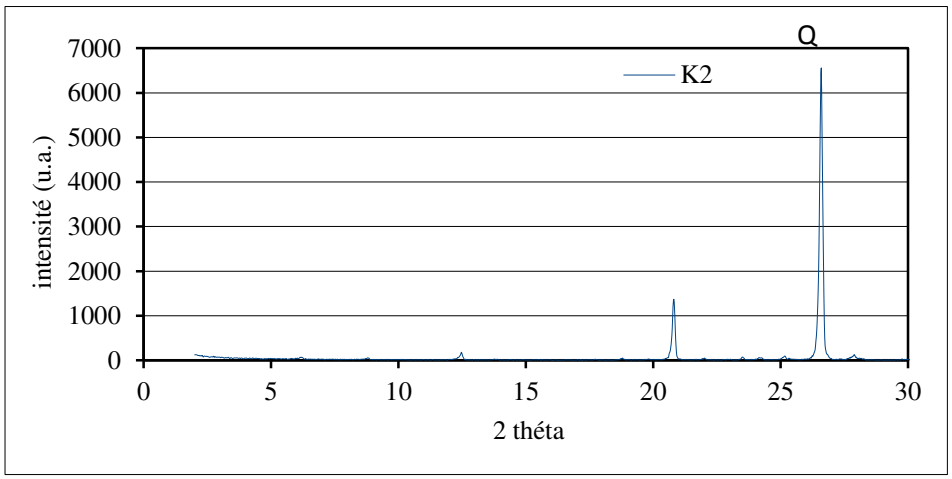
Site J, faciès 4 :



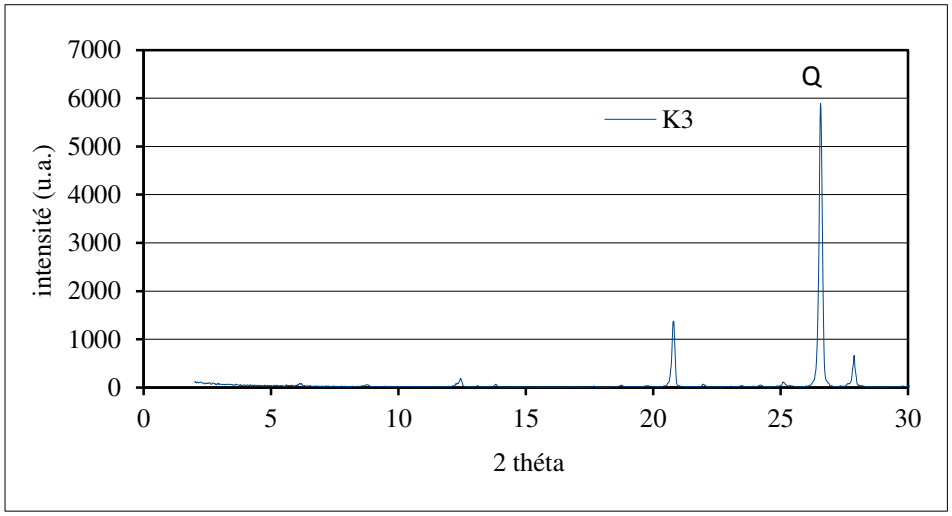
Site K, faciès 1 :



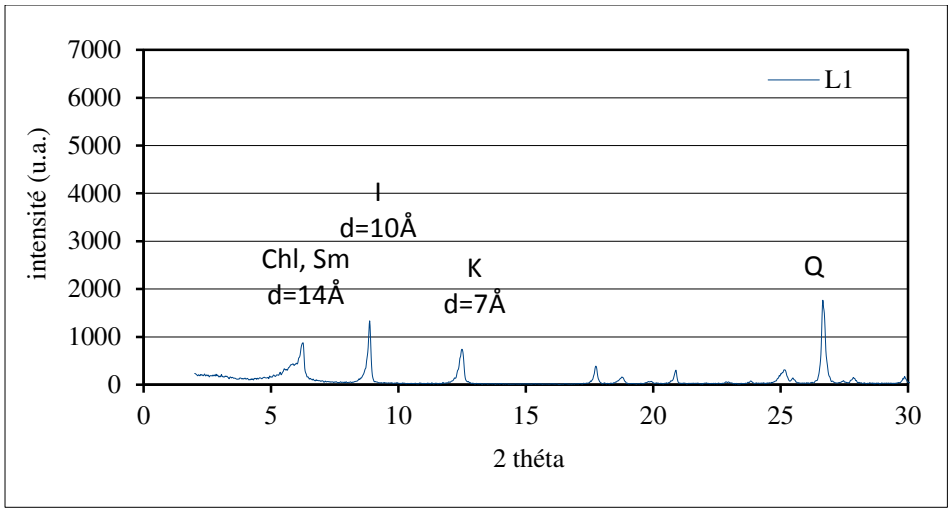
Site K, faciès 2 :



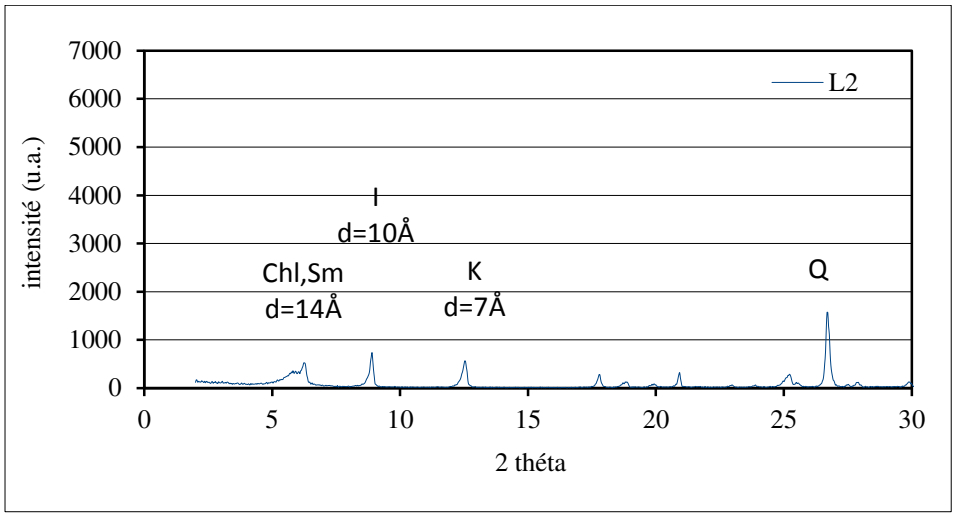
Site K, faciès 3 :



Site L, faciès 1 :



Site L, faciès 2 :



ANNEXE 3 : Dimensions et teneur en en eau des éprouvettes d'essais de compression uniaxiale

Prélèvement:		A			
N°	H (mm)	L (mm)	P (mm)	Elancement moyen	teneur en eau (%)
1	58	29	31	2,0	11,52
2	60	28	29	2,1	10,91
3	62	29	30	2,1	10,19
4	64	26	31	2,2	1,32
5	63	27	30	2,2	1,43
6	61	30	28	2,1	1,23
7	59	30	30	2,0	1,25

Prélèvement:		B			
N°	H (mm)	L (mm)	P (mm)	Elancement moyen	teneur en eau (%)
1	60	29	29	2,1	10,35
2	60	29	29	2,0	9,86
3	64	32	33	2,0	18
4	50	28	34	1,6	16,63
5	61	28	28	2,2	1,58
6	61	32	29	2,0	1,58
7	65	34	33	1,9	1,43

Prélèvement:		C, faciès 2			
N°	H (mm)	L (mm)	P (mm)	Elancement moyen	teneur en eau (%)
1	62	33	29	2,0	9,59
2	63	32	30	2,1	9,14
3	64	32	29	2,1	8,89
4	63	28	32	2,1	9,34
5	61	32	29	2,0	9,42
6	63	31	25	2,3	1,53
7	60	30	28	2,1	1,37
8	59	31	25	2,1	0,28
9	63	30	33	2,0	1,47
10	62	28	32	2,1	1,33

Prélèvement:		D			
N°	H (mm)	L (mm)	P (mm)	Elancement moyen	teneur en eau (%)
1	57	33	30	1,8	9,19
2	64	31	32	2,0	8,5
3	65	32	28	2,2	8,26
4	64	32	32	2,0	8,6
5	62	34	29	2,0	1,2
6	64	33	27	2,2	1,04
7	64	32	33	2,0	0,94
8	62	32	32	1,9	0,74
9	63	32	31	2,0	0,52

Prélèvement:		E			
N°	H (mm)	L (mm)	P (mm)	Elancement moyen	teneur en eau (%)
1	64	32	33	2,0	1,48
2	65	31	28	2,2	1,43
3	66	33	30	2,1	1,41
4	68	30	27	2,4	1,34
5	63	33	34	1,9	0,37
6	64	28	29	2,2	0,37
7	63	30	31	2,1	0,38
8	64	31	31	2,0	0,54

Prélèvement:		G			
N°	H (mm)	L (mm)	P (mm)	Elancement moyen	teneur en eau (%)
1	60	30	28	2,1	0,94
2	60	31	28	2,0	0,96
3	64	32	30	2,1	0,32
4	59	30	31	1,9	0,22

Prélèvement:		H			
N°	H (mm)	L (mm)	P (mm)	Elancement moyen	teneur en eau (%)
1	60	35	33	1,8	9,58
2	64	27	27	2,4	7,14
3	66	27	34	2,2	7,59
4	54	33	26	1,9	6,78
5	62	33	35	1,8	1,36
6	62	32	32	1,9	1,14
7	61	31	30	2,0	1,9
8	51	35	32	1,5	1,1

Prélèvement:		I			
N°	H (mm)	L (mm)	P (mm)	Elancement moyen	teneur en eau (%)
1	61	32	29	2,0	10,56
2	61	31	30	2,0	10,46
3	61	32	34	1,9	10,47
4	61	33	29	2,0	1,53
5	60	33	30	1,9	1,33
6	58	31	32	1,8	1,26
7	61	31	30	2,0	1,43

Prélèvement:		J, faciès 2			
N°	H (mm)	L (mm)	P (mm)	Elancement moyen	teneur en eau (%)
1	64	30	32	2,1	5,8
2	61	27	33	2,0	6,06
3	59	32	32	1,9	6,3
4	62	32	31	2,0	1,99
5	63	31	31	2,0	1,87
6	64	33	30	2,0	1,98

Prélèvement:		J, faciès 4			
N°	H (mm)	L (mm)	P (mm)	Elancement moyen	teneur en eau(%)
1	61	30	32	2,0	5,26
2	59	29	29	2,0	5,83
3	65	32	25	2,3	4,28
4	66	32	24	2,4	4,03
5	67	28	31	2,3	0,92
6	63	32	32	2,0	1,57
7	70	33	29	2,3	1,16

Prélèvement:		K, faciès 1			
N°	H (mm)	L (mm)	P (mm)	Elancement moyen	teneur en eau (%)
1	64	33	29	2,1	7,41
2	64	33	29	2,1	8,37
3	65	28	33	2,1	7,75
4	63	33	33	1,9	0,3
5	63	29	31	2,1	0,26
6	63	31	32	2,0	0,5

Prélèvement:		L, faciès 1			
N°	H (mm)	L (mm)	P (mm)	Elancement moyen	teneur en eau(%)
1	65	33	30	2,1	8,43
2	64	31	26	2,3	9,27
3	64	33	30	2,1	10,33
4	62	33	33	1,9	0,81
5	61	32	32	1,9	0,18
6	63	33	31	2,0	1,23
7	66	31	27	2,3	0,47

Prélèvement:		L, faciès 2			
N°	H (mm)	L (mm)	P (mm)	Elancement moyen	teneur en eau (%)
1	62	32	32	1,9	13,54
2	62	34	28	2,0	12,53
3	57	33	31	1,8	13,56
4	69	29	32	2,3	12,71
5	62	34	31	1,9	1,65
6	61	30	31	2,0	1,79
7	62	32	25	2,2	2,19
8	65	32	33	2,0	2,37

ANNEXE 4 : Présentation du programme sous Labview

Le traitement des signaux d'ondes ultrasonores a été réalisé avec un programme mis au point par Nicolas Larcher et tournant sous Labview 6.1 (figure I .1). Le programme d'acquisition des signaux génère deux fichier pour chaque essai : un fichier trigger et un fichier signal reçu. Ces deux fichiers sont dans un premier temps prétraités afin de pouvoir être exploitable dans Labview (conservation de l'amplitude du signal uniquement, la fréquence d'échantillonnage (1) étant la même pour tous les essais et égale à 10 MHz).

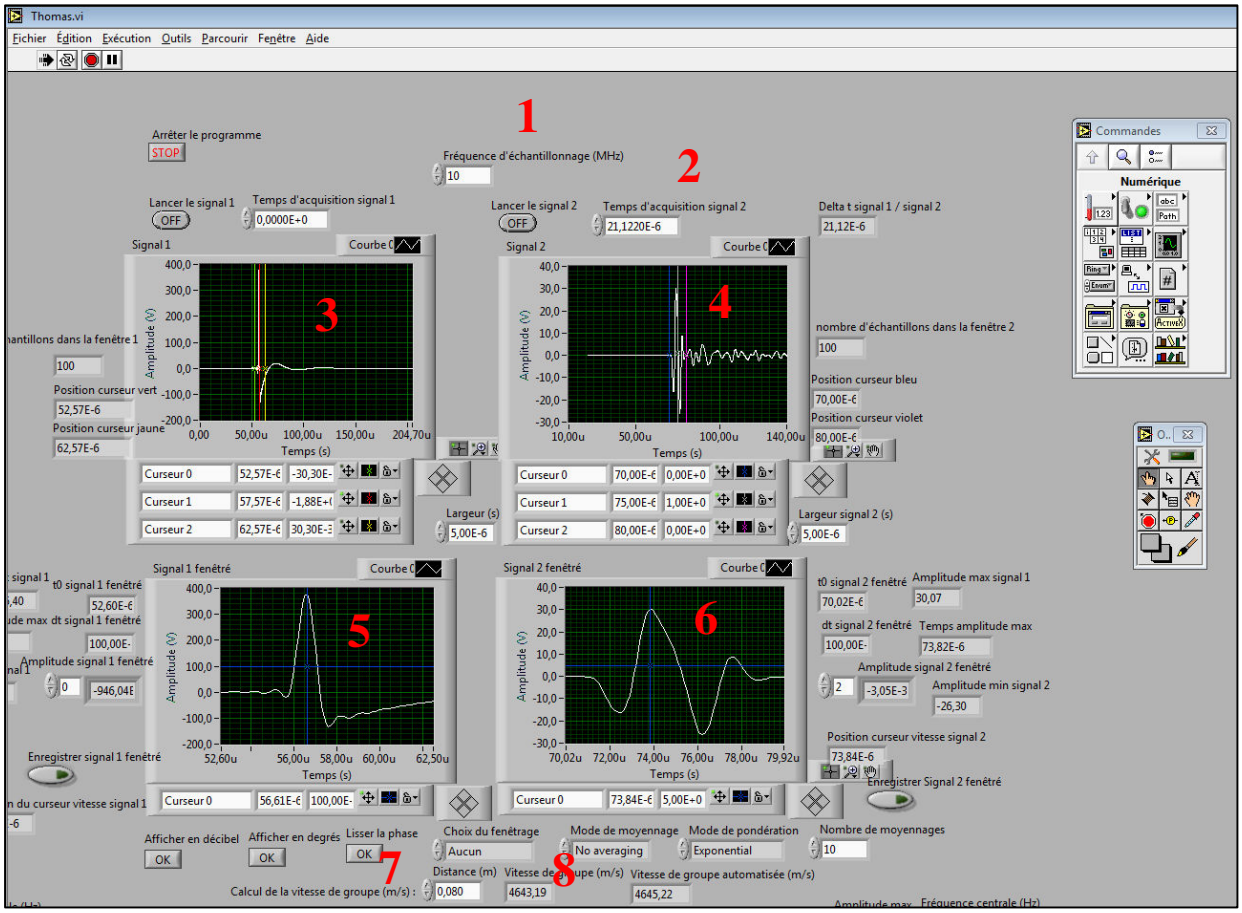


Figure 4.1 Capture d'écran du programme d'exploitation Labview. 1 : Fréquence d'échantillonnage à10 MHz, 2 : décalage système, 3 : Signal trigger, 4 : Signal reçu, 5 : Zoom sur signal trigger pour détermination départ, 6 : Zoom sur signal reçu pour détermination temps d'arrivée, 7 : Epaisseur échantillon, 8 : Vitesse d'ondes calculée

Les signaux (3: trigger et 4 : reçu) sont chargés dans le logiciel et le décalage système est intégré (2) pour pouvoir mesuré le temps de parcours réel de l'onde. Les fenêtres de zoom (5 et 6) disposent de curseur permettant de déterminer le temps de parcours selon la méthode choisie (pic à pic où différence de 0). La vitesse est ensuite calculée automatiquement (8) en considérant le temps de parcours précédent et l'épaisseur de matériau traversée (7).

ANNEXE 5 : Définition des éprouvettes pour les essais de cisaillement

Site	Faciès visuel	N° échantillon	Longueur (mm)	Largeur (mm)	Surface cisaillée (cm²)	JRC	Conditions d'essai
A	/	A 1	58,7	33,2	19,5	2	S
		A 2	47,8	41,6	19,9	4	S
		A3	45,7	48,0	21,9	2	S
		A 4	53,0	31,2	16,5	3	S
		A 5	48,4	33,7	16,3	5	H
		A 6	52,0	29,9	15,5	6	H
		A 7	41,9	37,5	15,7	4	H
		A 8	46,7	39,1	18,3	5	H
		A 9	41,4	30,4	12,6	5	H
B	/	B 1	48,6	39,6	19,2	2	S
		B 2	54,3	31,8	17,3	2	S
		B 3	49,3	31,9	15,7	6	H
		B 4	42,6	35,0	14,9	3	S
		B 5	51,2	43,6	22,3	4	H
		B 6	50,6	46,0	23,2	2	H
C	1,2	C2 1	45,7	41,7	19,0	5	S
		C2 2	39,6	39,7	15,7	2	S
		C2 3	52,9	24,3	12,9	2	S
		C2 4	50,5	28,7	14,5	2	H
		C2 5	52,5	27,7	14,5	2	H
		C2 6	66,2	30,6	20,3	6	H
	3	C3 1	59,3	28,0	16,6	3	S
		C3 2	45,2	37,1	16,8	6	S
		C3 3	44,3	35,2	15,6	3	S

		N° échantillon	Longueur (mm)	Largeur (mm)	Surface cisaillée (cm²)	JRC	Conditions d'essai
		C3 4	41,3	32,8	13,5	2	H
		C3 5	44,7	27,7	12,4	3	H
		C3 6	34,4	30,7	10,6	4	H
D	/	D 1	34,4	33,0	11,4	1	S
		D 2	38,5	32,1	12,3	8	S
		D 3	32,2	32,3	10,4	4	S
		D 4	48,2	32,9	15,9	3	H
		D 5	47,5	36,9	17,5	4	H
		D 6	49,4	41,7	20,6	7	H
		D 7	33,1	27,0	8,9	2	S
		D 8	46,9	36,5	17,1	2	H
E	/	E 1	63,9	32,3	20,6	9	S
		E 2	63,3	40,5	25,6	8	S
		E 3	60,8	32,7	19,9	10	S
		E 4	32,3	32,4	10,5	8	H
		E 5	37,4	31,9	11,9	8	H
		E 6	57,7	29,6	17,1	12	S
		E 7	61,3	32,4	19,9	10	H
		E 8	59,9	39,7	23,8	8	H
		E 9	60,9	33,4	20,3	12	S
		E 10	53,6	32,5	17,4	9	H
G	/	G 1	46,6	30,1	14,0	12	S
		G 2	39,4	29,1	11,5	8	S
		G 3	44,6	26,7	11,9	6	S
		G 4	38,5	38,0	14,6	6	S
I	/	I 1	63,7	30,3	19,3	2	S
		I 2	63,6	29,1	18,5	3	S

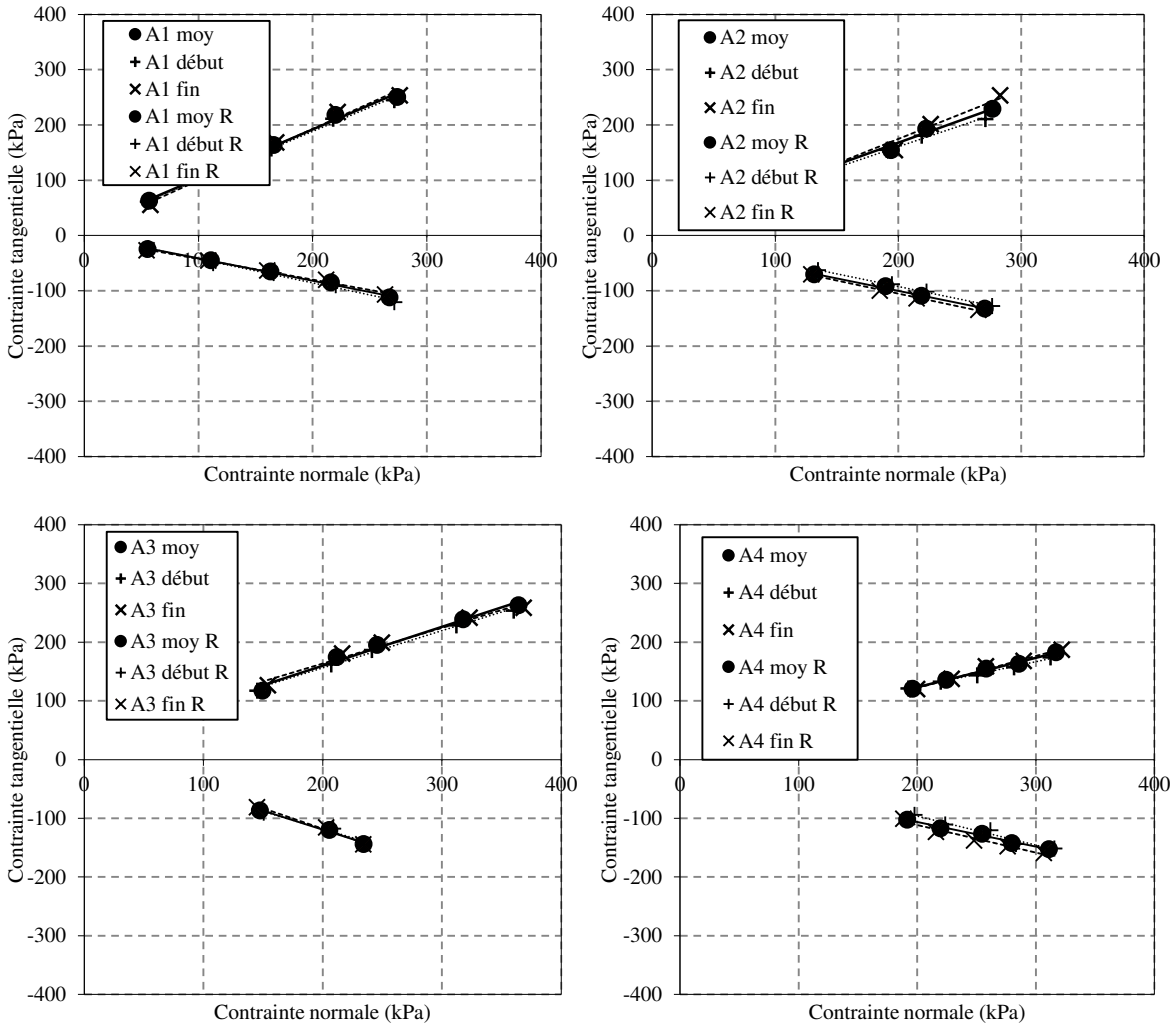
		N° échantillon	Longueur (mm)	Largeur (mm)	Surface cisaillée (cm²)	JRC	Conditions d'essai
		I 3	64,3	24,1	15,5	5	S
		I 4	63,7	33,1	21,1	4	S
		I 5	48,7	30,2	14,7	10	H
		I 6	38,4	36,0	13,8	8	H
		I 7	40,2	30,2	12,1	6	H
		I 8	41,2	28,8	11,9	4	H
		I 9	45,5	29,7	13,5	2	H
J	1,4	J1	56,0	30,9	17,3	5	S
		J2	51,5	33,3	17,1	6	S
		J3	39,7	32,5	12,9	4	S
		J4	40,9	40,1	16,4	4	S
		J5	39,1	32,9	12,9	3	S
		J6	55,9	29,6	16,5	14	S
		J7	55,5	25,6	14,2	11	S
		J8	60,9	42,9	26,1	6	H
		J9	44,7	44,4	19,8	6	H
		J10	44,6	34,6	15,4	5	H
K	1,2	K1	50,8	34,1	17,3	12	S
		K2	44,4	28,0	12,4	8	S
		K3	49,3	29,0	14,3	14	S
		K4	29,5	29,6	8,7	12	S
		K5	38,7	26,7	10,3	8	H
		K6	39,3	29,1	11,4	8	H
		K7	39,1	29,1	11,4	7	H
		K8	38,3	34,4	13,2	13	H
L	1,2	L1	64,0	33,8	21,6	2	S
		L2	64,3	33,8	21,7	2	S

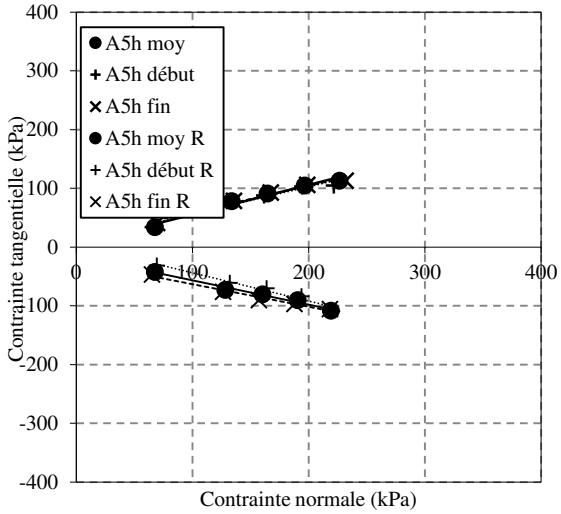
		N° échantillon	Longueur (mm)	Largeur (mm)	Surface cisaillée (cm²)	JRC	Conditions d'essai
		L3	55,3	33,6	18,6	5	S
		L4	47,3	35,4	16,7	4	S
		L5	48,4	32,4	15,7	3	S
		L6	45,4	43,4	19,7	2	H
		L7	49,8	29,5	14,7	2	H
		L8	35,8	34,8	12,5	6	H
		L9	45,5	26,6	12,1	5	H
		L10	38,2	32,2	12,3	3	S
		L11	35,8	34,6	12,4	2	S
		L12	45,5	28,7	13,1	2	H

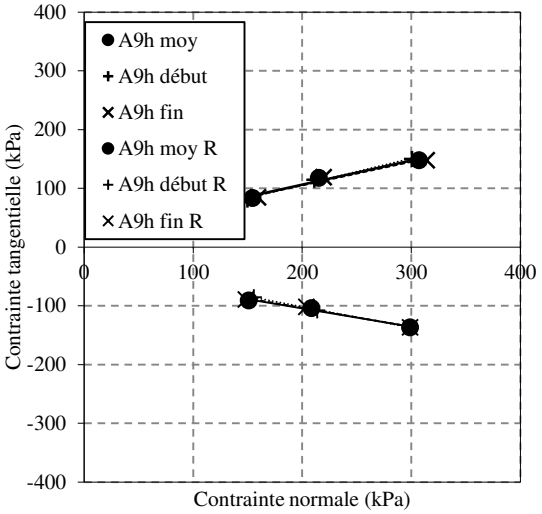
ANNEXE 6 : Résultats détaillés par éprouvettes des essais de cisaillement

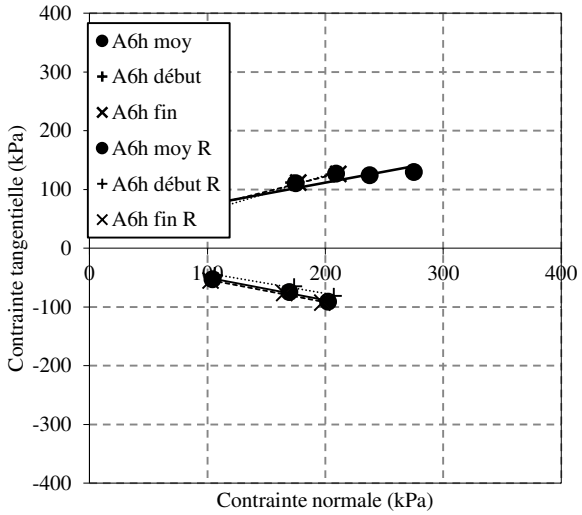
Pour chaque éprouvette, les couples (σ,τ) en début de palier, en fin de palier et moyen sur le palier sont tracés dans le sens de cisaillement aller et dans le sens de cisaillement retour.

5.1.1 Site A

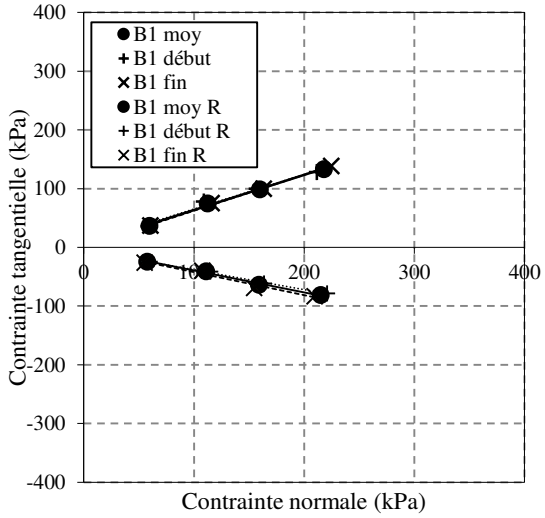


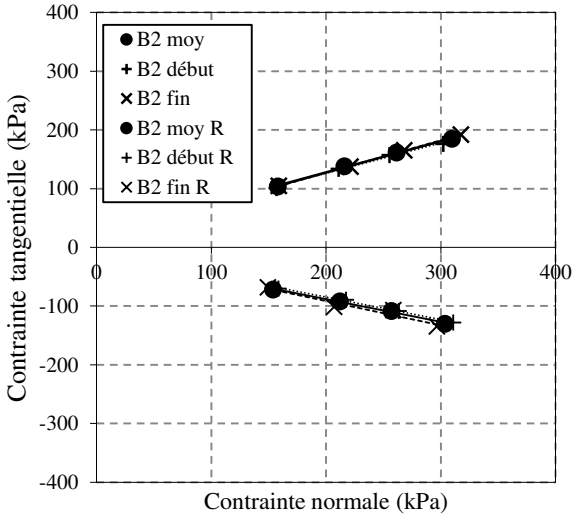

A5h moy
A5h début
A5h fin
A5h moy R
A5h début R
A5h fin R
Contrainte tangentielle (kPa)
Contrainte normale (kPa)

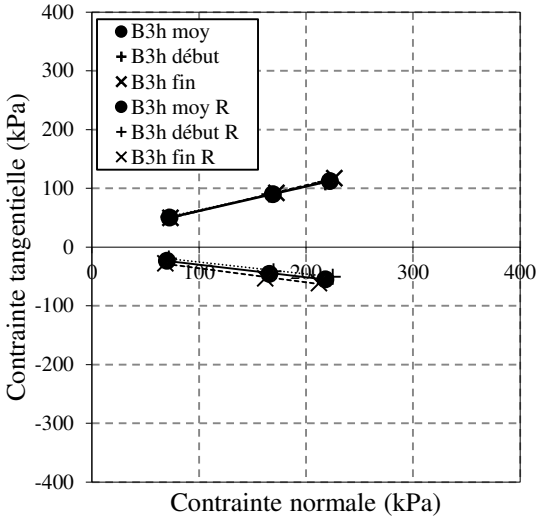

A9h moy
A9h début
A9h fin
A9h moy R
A9h début R
A9h fin R
Contrainte tangentielle (kPa)
Contrainte normale (kPa)

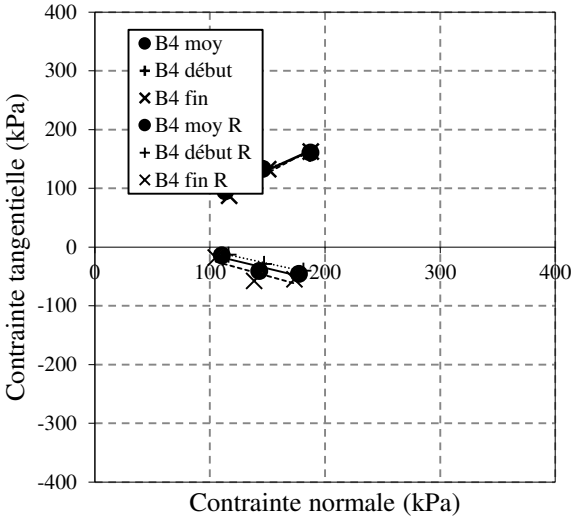

A6h moy
A6h début
A6h fin
A6h moy R
A6h début R
A6h fin R
Contrainte tangentielle (kPa)
Contrainte normale (kPa)

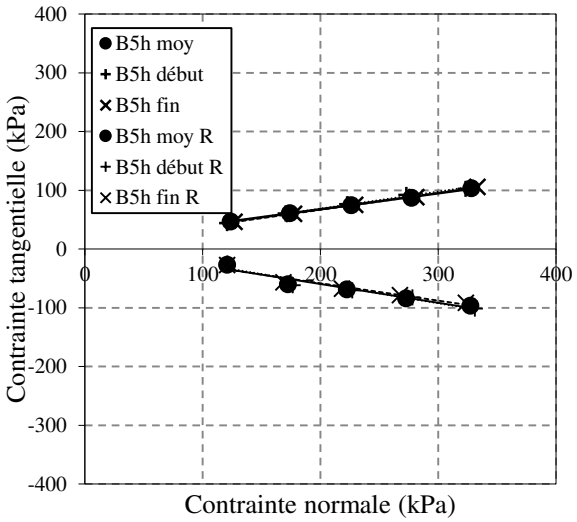
5.1.2 Site B

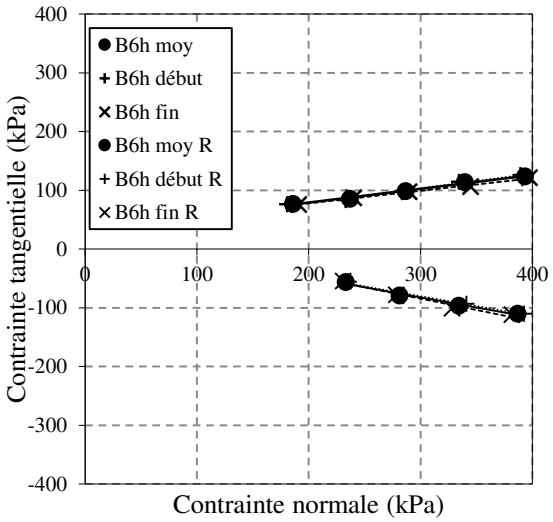

B1 moy
B1 début
B1 fin
B1 moy R
B1 début R
B1 fin R
Contrainte tangentielle (kPa)
Contrainte normale (kPa)


B2 moy
B2 début
B2 fin
B2 moy R
B2 début R
B2 fin R
Contrainte tangentielle (kPa)
Contrainte normale (kPa)

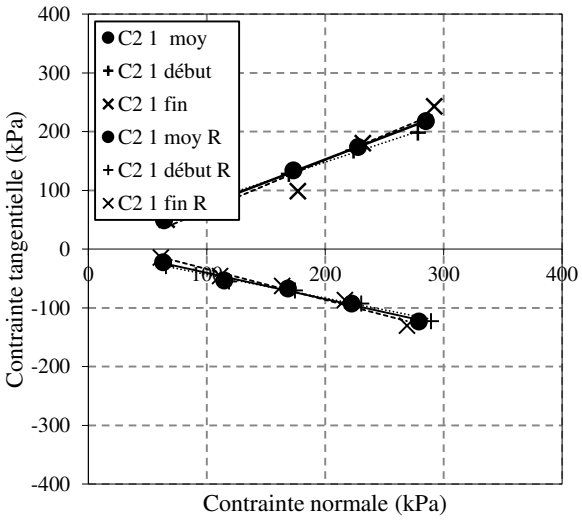


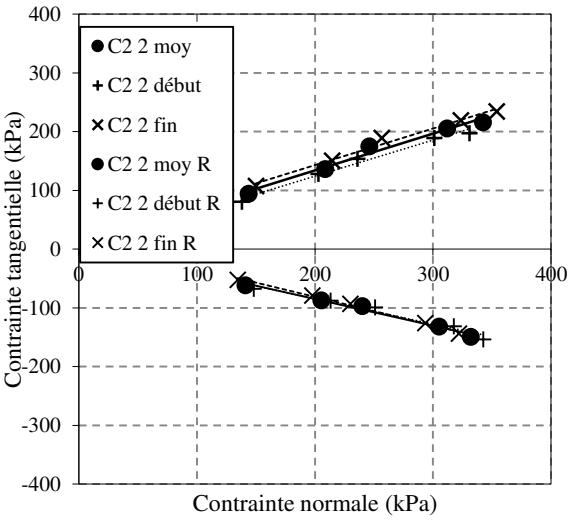


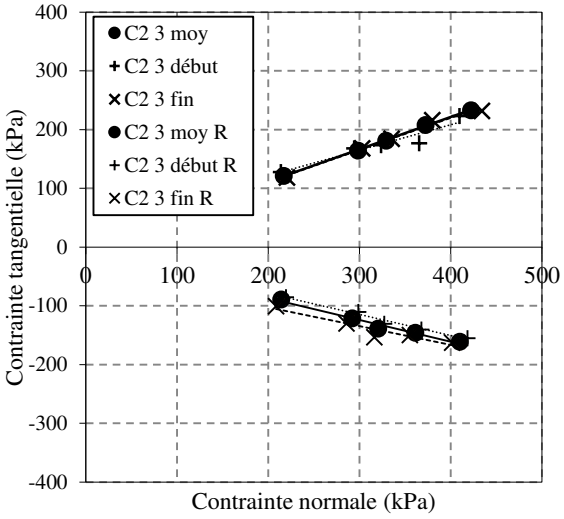


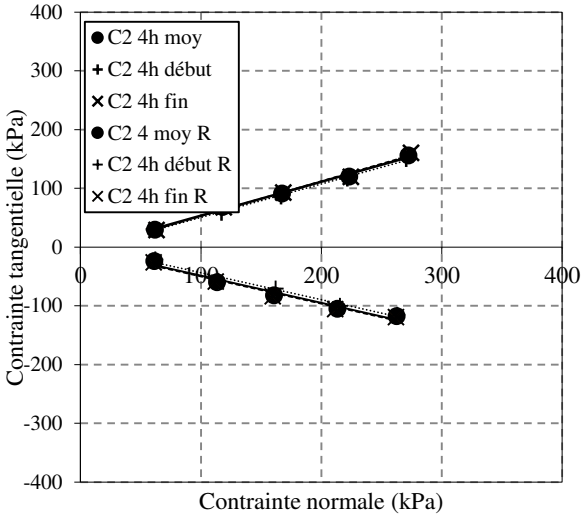


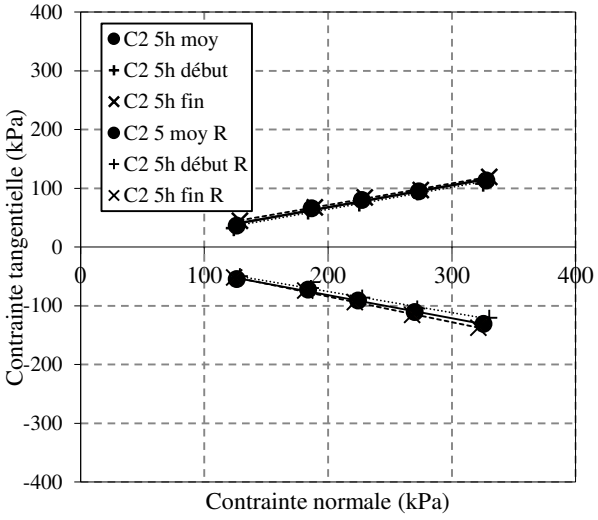
5.1.3 Site C, faciès 2

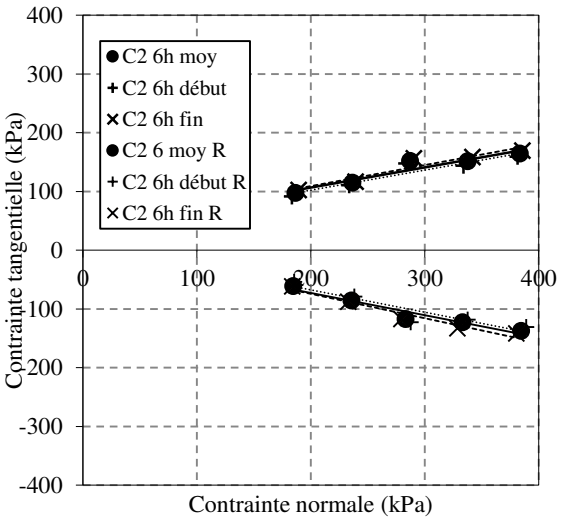


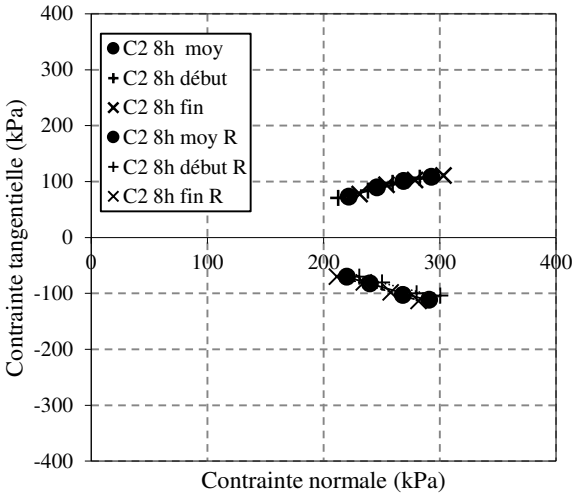



C2 3 moy
C2 3 début
C2 3 fin
C2 3 moy R
C2 3 début R
C2 3 fin R
Contrainte tangentielle (kPa)
Contrainte normale (kPa)

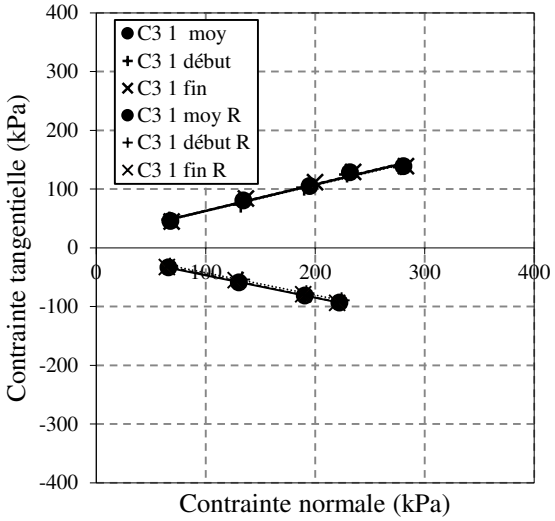

C2 4h moy
C2 4h début
C2 4h fin
C2 4 moy R
C2 4h début R
C2 4h fin R
Contrainte tangentielle (kPa)
Contrainte normale (kPa)

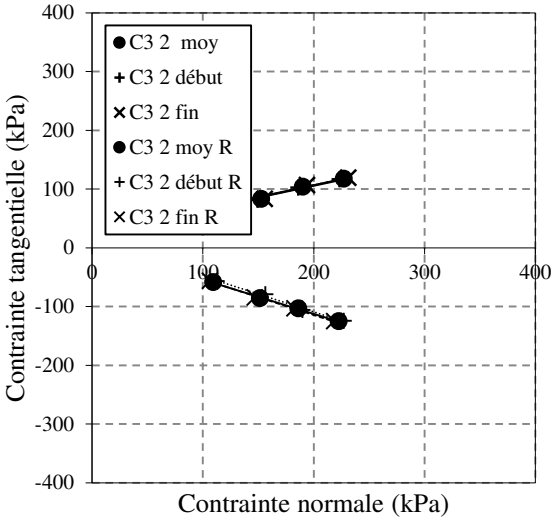

C2 5h moy
C2 5h début
C2 5h fin
C2 5 moy R
C2 5h début R
C2 5h fin R
Contrainte tangentielle (kPa)
Contrainte normale (kPa)

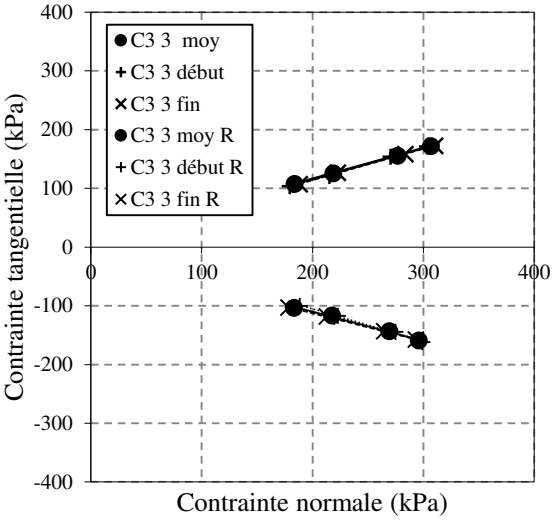

C2 6h moy
C2 6h début
C2 6h fin
C2 6 moy R
C2 6h début R
C2 6h fin R
Contrainte tangentielle (kPa)
Contrainte normale (kPa)

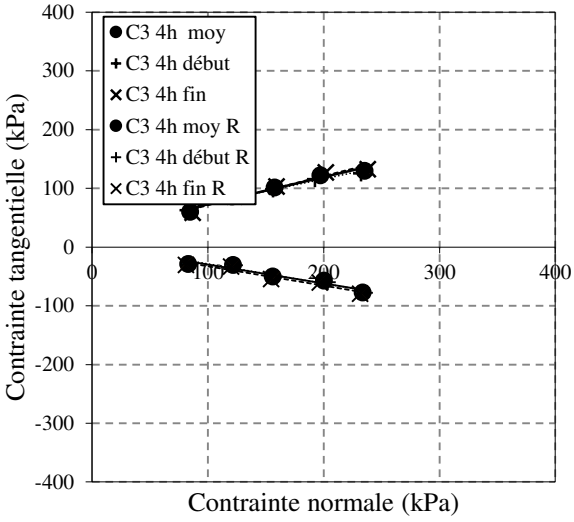

C2 8h moy
C2 8h début
C2 8h fin
C2 8h moy R
C2 8h début R
C2 8h fin R
Contrainte tangentielle (kPa)
Contrainte normale (kPa)

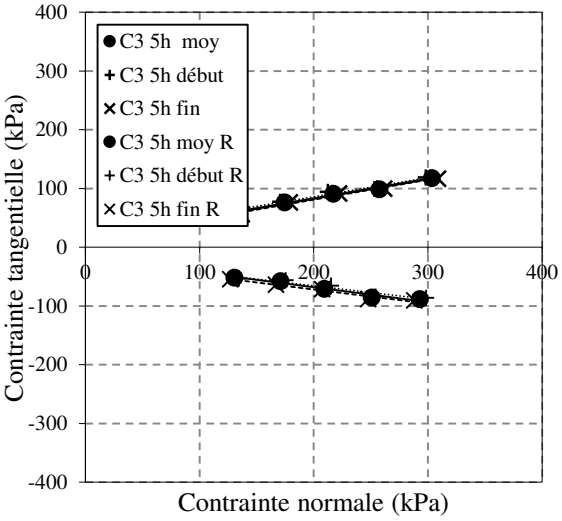
5.1.4 Site C, faciès 3

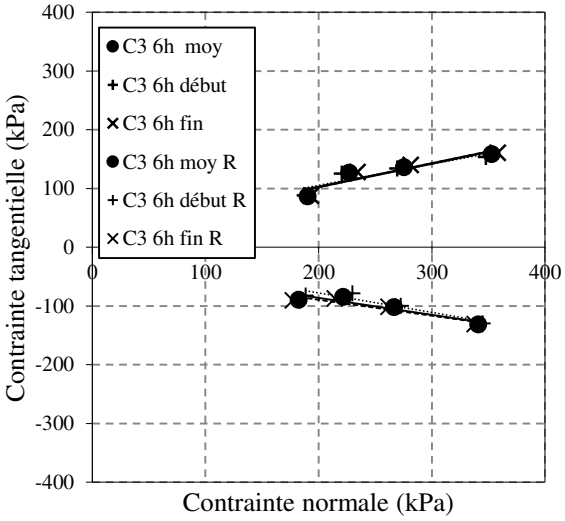




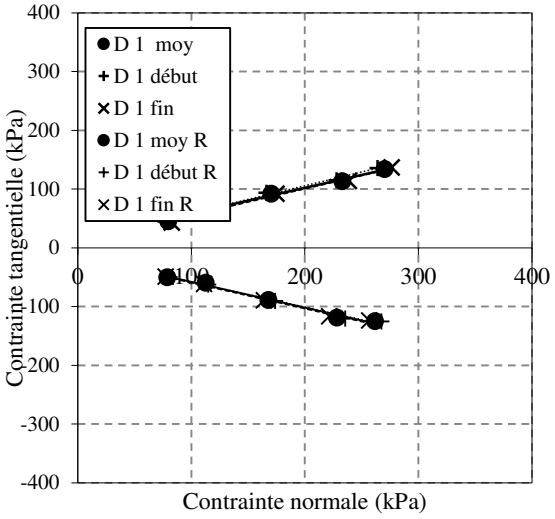


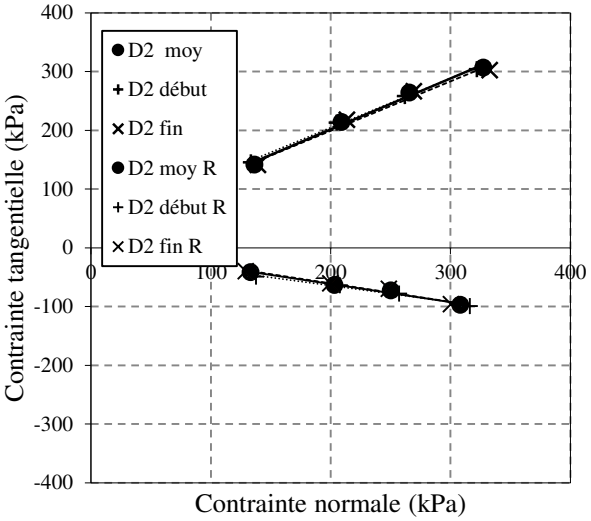


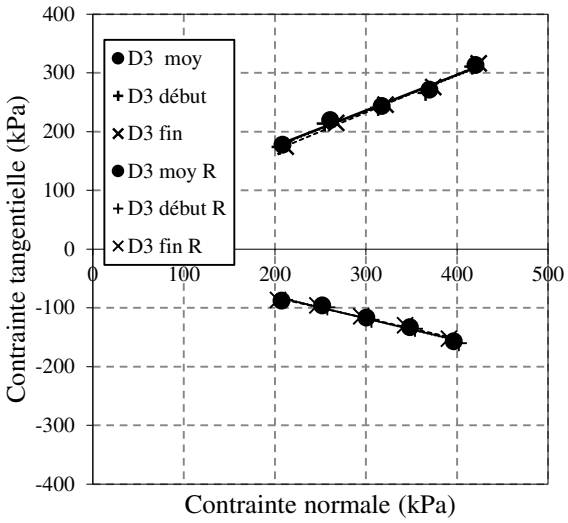


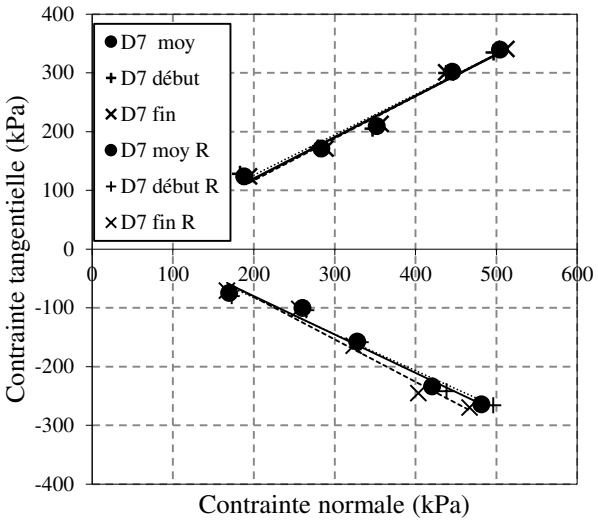


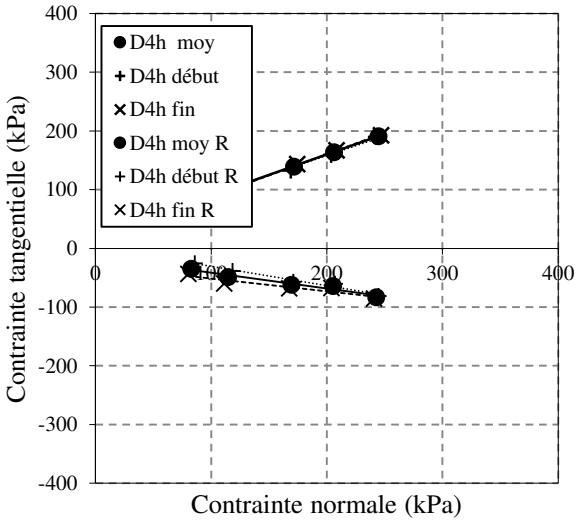
5.1.5 Site D

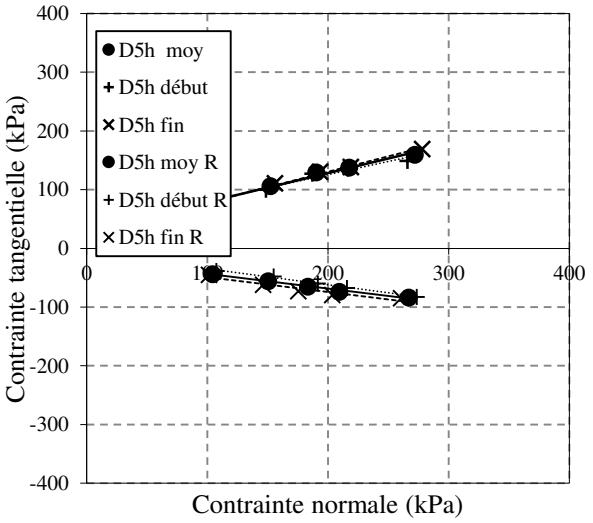

D 1 moy
D 1 début
D 1 fin
D 1 moy R
D 1 début R
D 1 fin R
Contrainte tangentielle (kPa)
Contrainte normale (kPa)

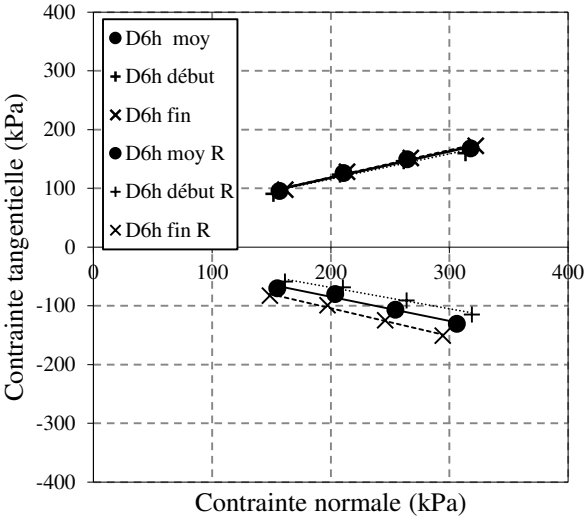

D2 moy
D2 début
D2 fin
D2 moy R
D2 début R
D2 fin R
Contrainte tangentielle (kPa)
Contrainte normale (kPa)

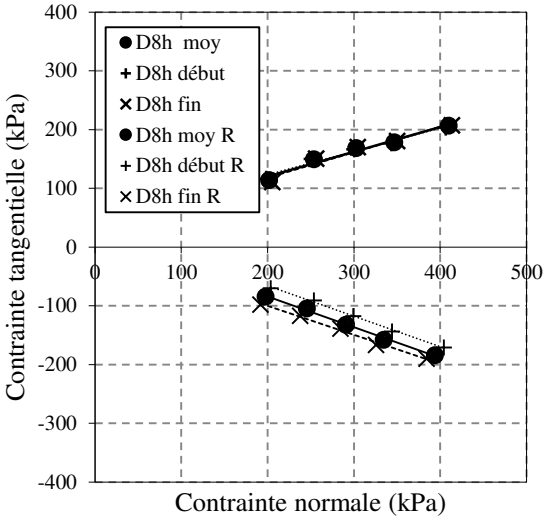

D3 moy
D3 début
D3 fin
D3 moy R
D3 début R
D3 fin R
Contrainte tangentielle (kPa)
Contrainte normale (kPa)


D7 moy
D7 début
D7 fin
D7 moy R
D7 début R
D7 fin R
Contrainte tangentielle (kPa)
Contrainte normale (kPa)

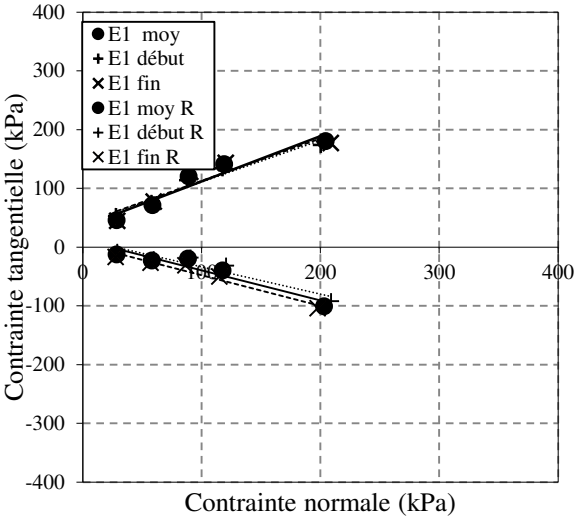

D4h moy
D4h début
D4h fin
D4h moy R
D4h début R
D4h fin R
Contrainte tangentielle (kPa)
Contrainte normale (kPa)

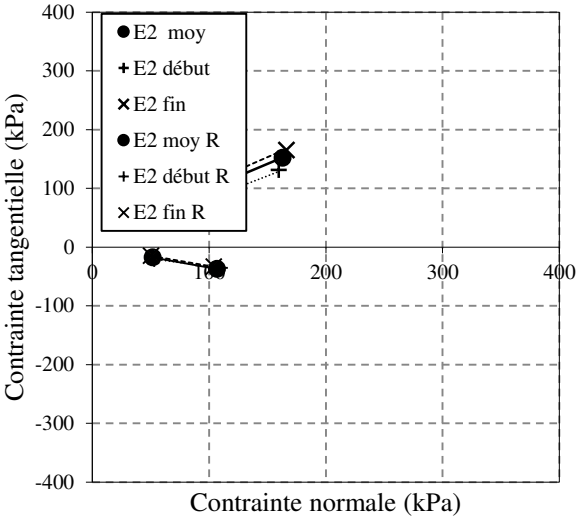

D5h moy
D5h début
D5h fin
D5h moy R
D5h début R
D5h fin R
Contrainte tangentielle (kPa)
Contrainte normale (kPa)

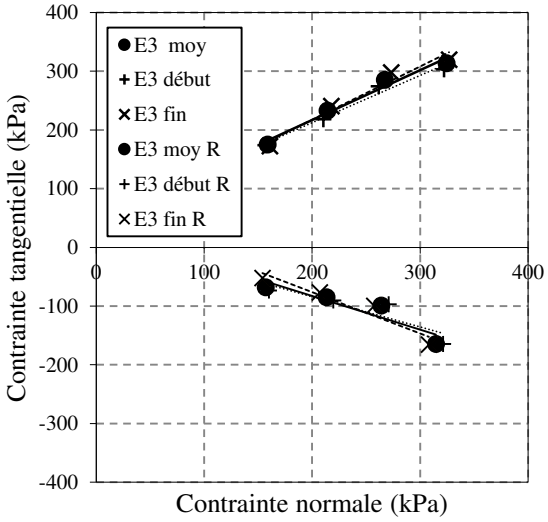

D6h moy
D6h début
D6h fin
D6h moy R
D6h début R
D6h fin R
Contrainte tangentielle (kPa)
Contrainte normale (kPa)

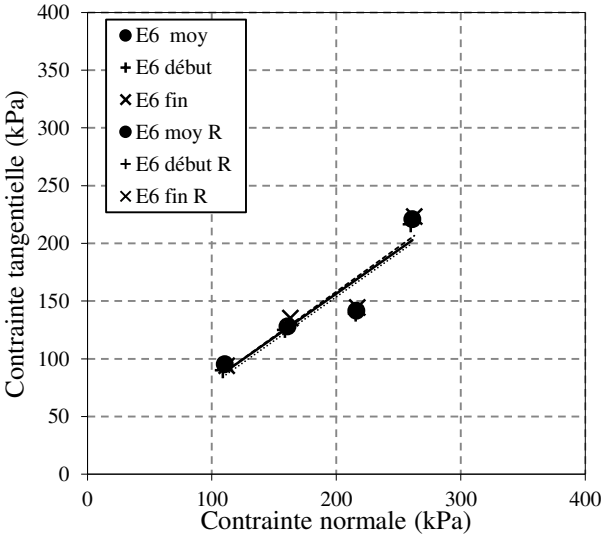

D8h moy
D8h début
D8h fin
D8h moy R
D8h début R
D8h fin R
Contrainte tangentielle (kPa)
Contrainte normale (kPa)

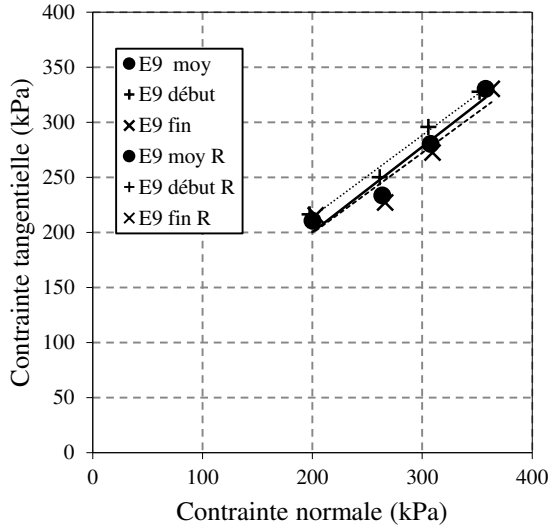
5.1.6 Site E

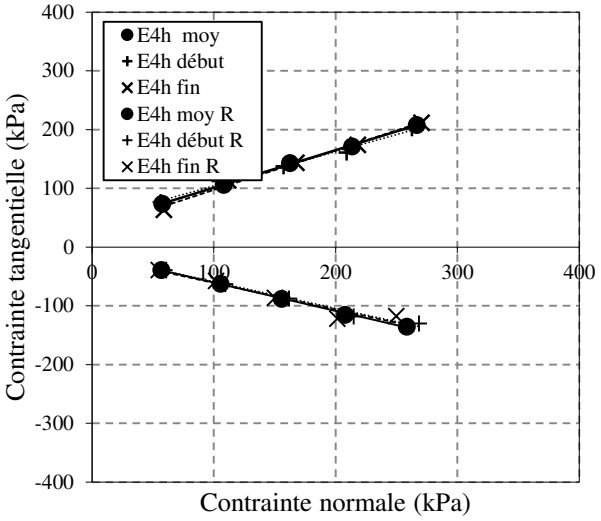

E1 moy
E1 début
E1 fin
E1 moy R
E1 début R
E1 fin R
Contrainte tangentielle (kPa)
Contrainte normale (kPa)

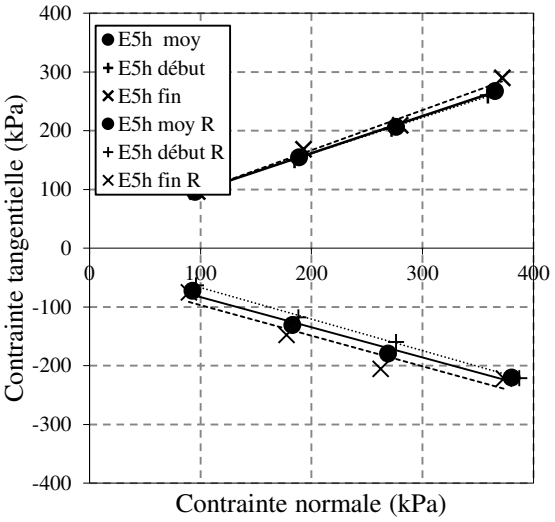

E2 moy
E2 début
E2 fin
E2 moy R
E2 début R
E2 fin R
Contrainte tangentielle (kPa)
Contrainte normale (kPa)

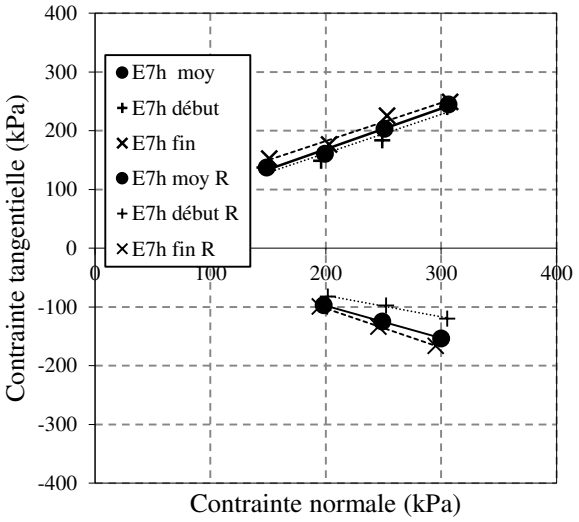

E3 moy
E3 début
E3 fin
E3 moy R
E3 début R
E3 fin R
Contrainte tangentielle (kPa)
Contrainte normale (kPa)

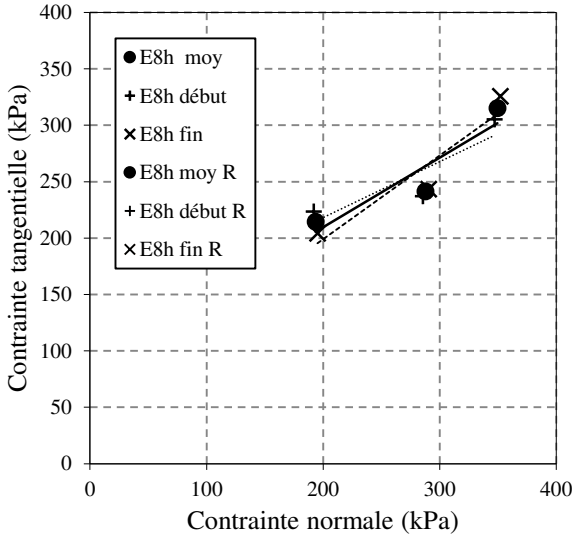

E6 moy
E6 début
E6 fin
E6 moy R
E6 début R
E6 fin R
Contrainte tangentielle (kPa)
Contrainte normale (kPa)

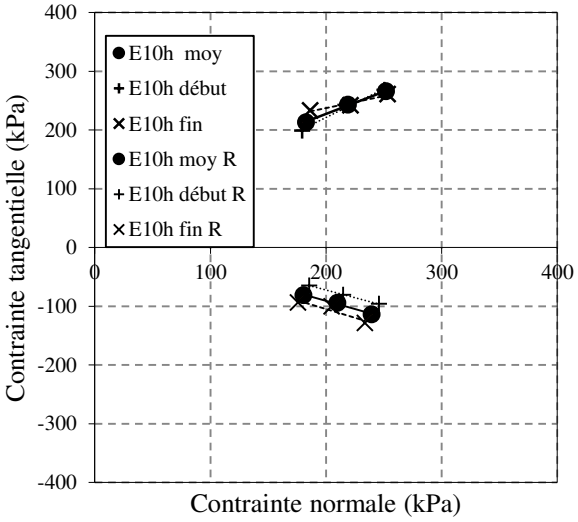

E9 moy
E9 début
E9 fin
E9 moy R
E9 début R
E9 fin R
Contrainte tangentielle (kPa)
Contrainte normale (kPa)


E4h moy
E4h début
E4h fin
E4h moy R
E4h début R
E4h fin R
Contrainte tangentielle (kPa)
Contrainte normale (kPa)

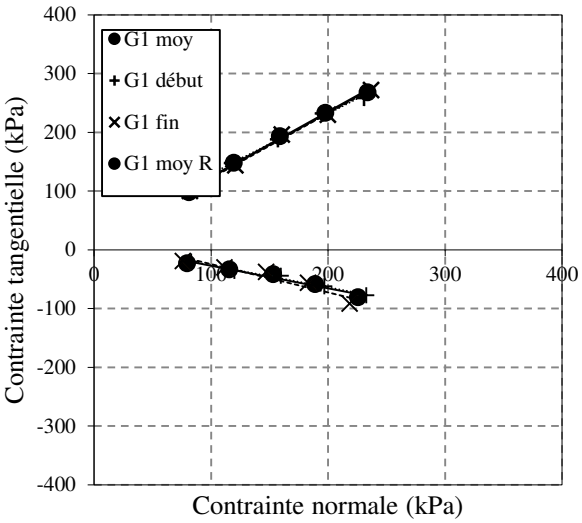

E5h moy
E5h début
E5h fin
E5h moy R
E5h début R
E5h fin R
Contrainte tangentielle (kPa)
Contrainte normale (kPa)

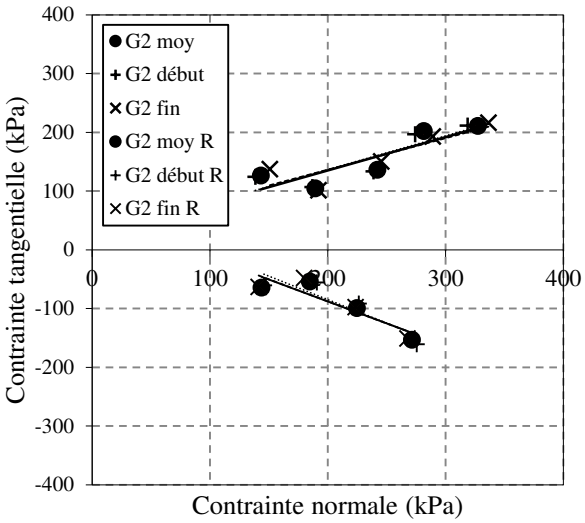

E7h moy
E7h début
E7h fin
E7h moy R
E7h début R
E7h fin R
Contrainte tangentielle (kPa)
Contrainte normale (kPa)

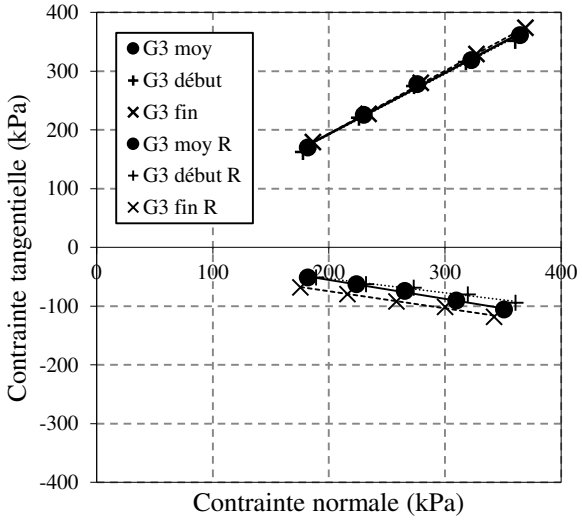

E8h moy
E8h début
E8h fin
E8h moy R
E8h début R
E8h fin R
Contrainte tangentielle (kPa)
Contrainte normale (kPa)

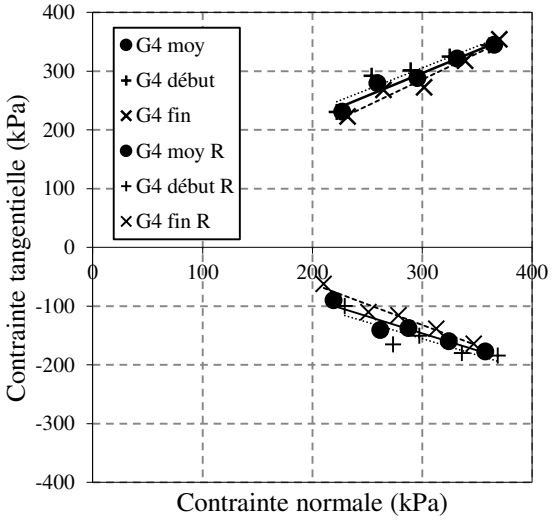

E10h moy
E10h début
E10h fin
E10h moy R
E10h début R
E10h fin R
Contrainte tangentielle (kPa)
Contrainte normale (kPa)

5.1.7 Site G

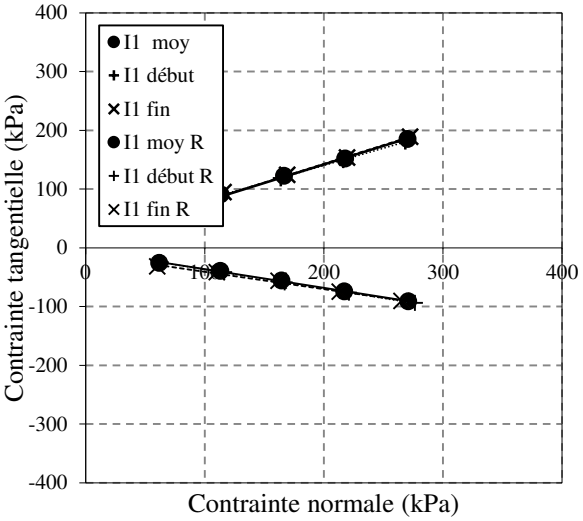

G1 moy
G1 début
G1 fin
G1 moy R
Contrainte tangentielle (kPa)
Contrainte normale (kPa)

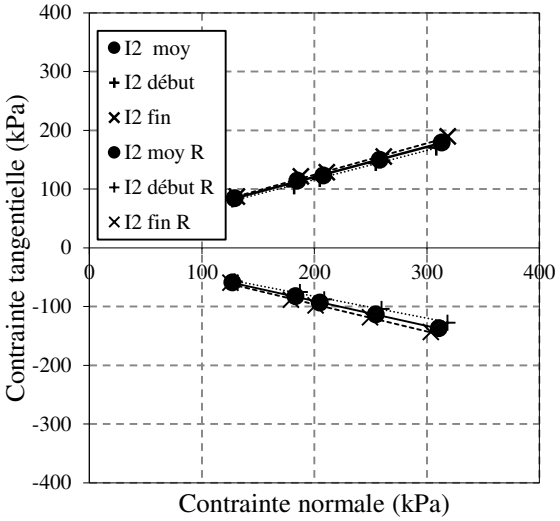

G2 moy
G2 début
G2 fin
G2 moy R
G2 début R
G2 fin R
Contrainte tangentielle (kPa)
Contrainte normale (kPa)

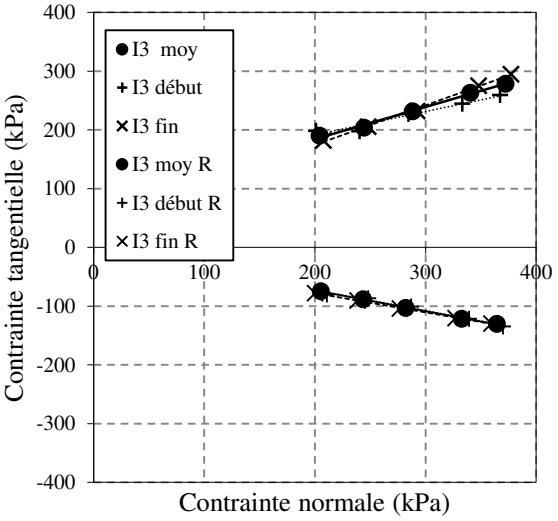

G3 moy
G3 début
G3 fin
G3 moy R
G3 début R
G3 fin R
Contrainte tangentielle (kPa)
Contrainte normale (kPa)

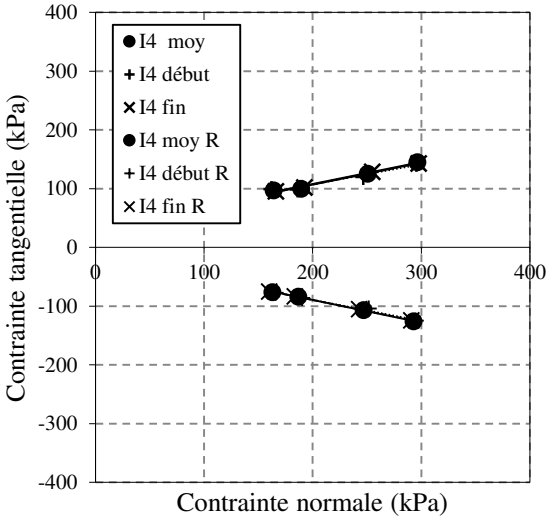

G4 moy
G4 début
G4 fin
G4 moy R
G4 début R
G4 fin R
Contrainte tangentielle (kPa)
Contrainte normale (kPa)

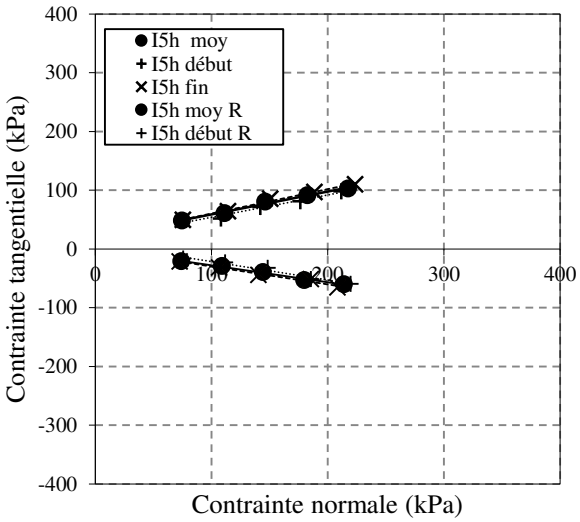
5.1.8 Site I

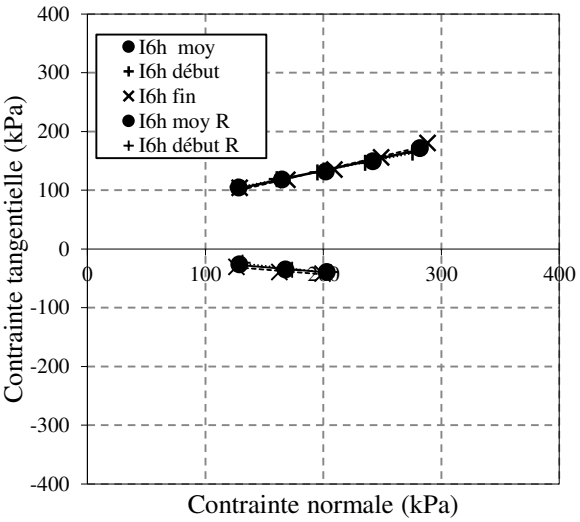

I1 moy
I1 début
I1 fin
I1 moy R
I1 début R
I1 fin R
Contrainte tangentielle (kPa)
Contrainte normale (kPa)

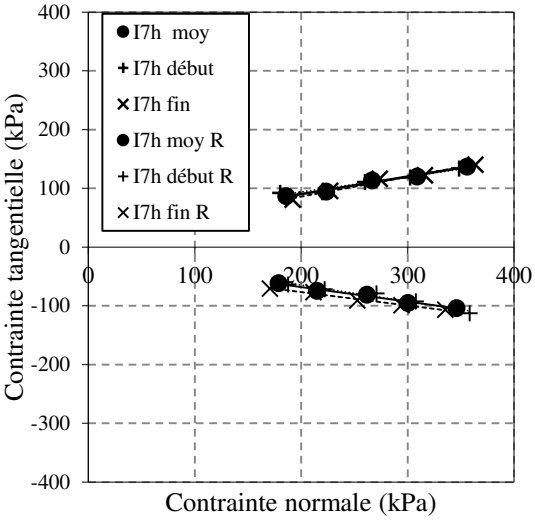

I2 moy
I2 début
I2 fin
I2 moy R
I2 début R
I2 fin R
Contrainte tangentielle (kPa)
Contrainte normale (kPa)

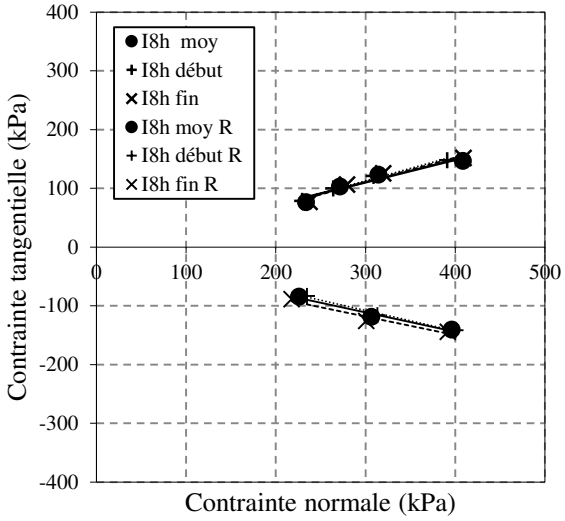

I3 moy
I3 début
I3 fin
I3 moy R
I3 début R
I3 fin R
Contrainte tangentielle (kPa)
Contrainte normale (kPa)

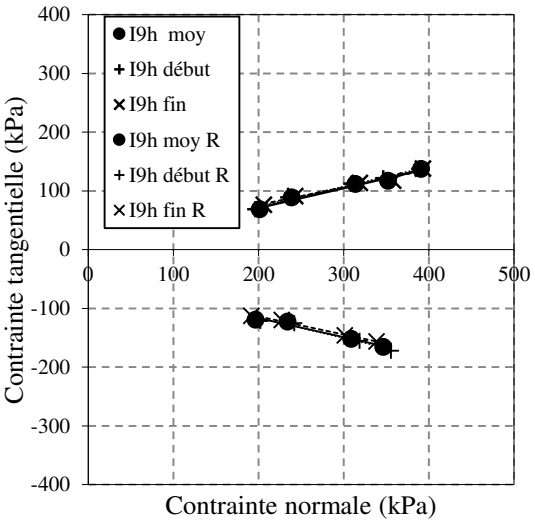

I4 moy
I4 début
I4 fin
I4 moy R
I4 début R
I4 fin R
Contrainte tangentielle (kPa)
Contrainte normale (kPa)


I5h moy
I5h début
I5h fin
I5h moy R
I5h début R
Contrainte tangentielle (kPa)
Contrainte normale (kPa)

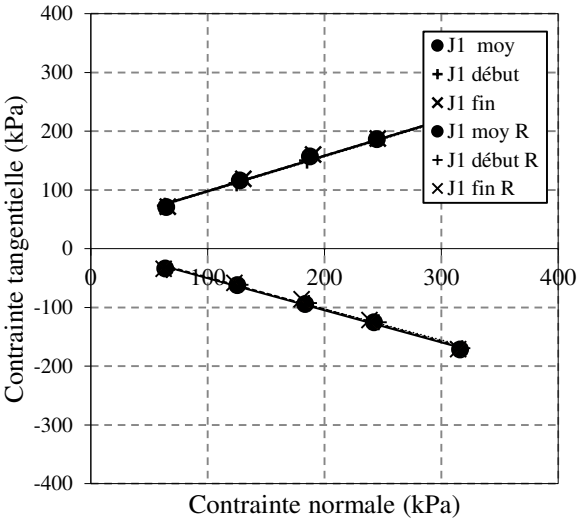

I6h moy
I6h début
I6h fin
I6h moy R
I6h début R
Contrainte tangentielle (kPa)
Contrainte normale (kPa)

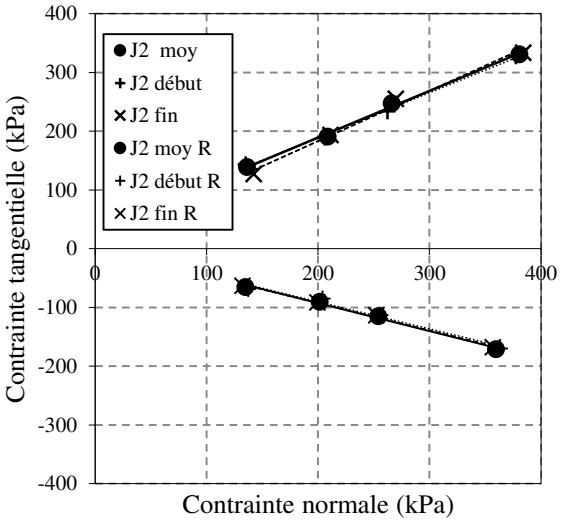


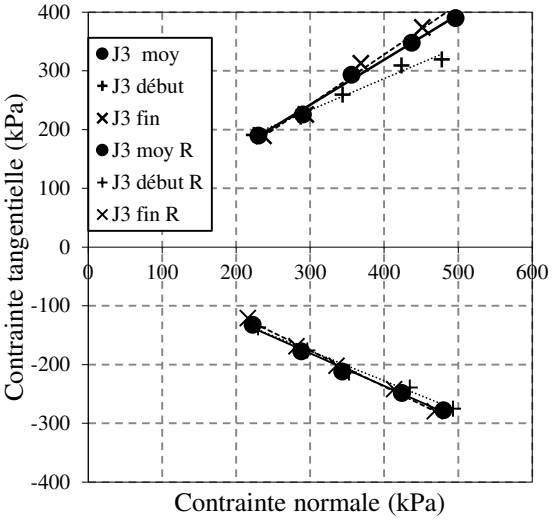


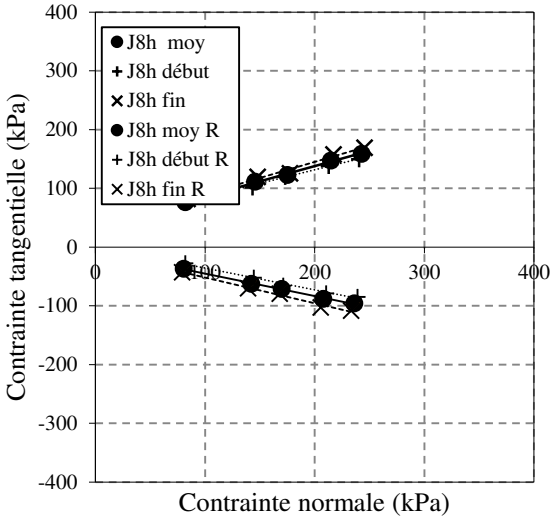


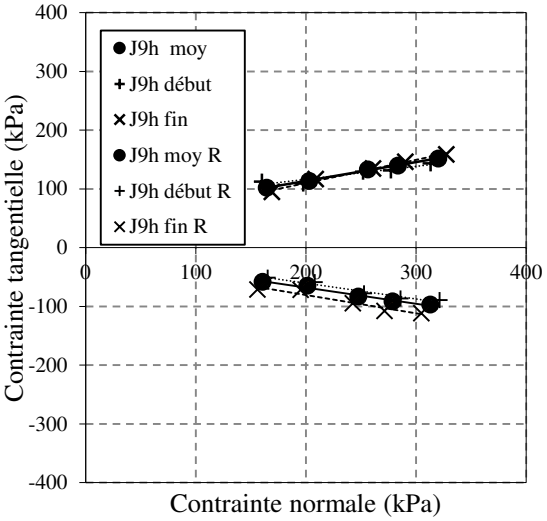
5.1.9 Site J, faciès 4

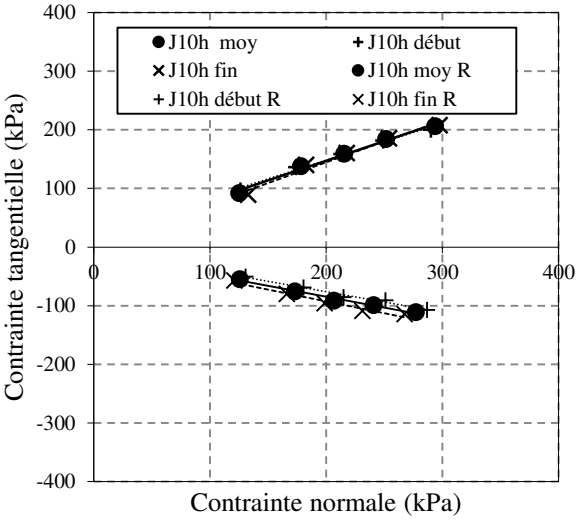




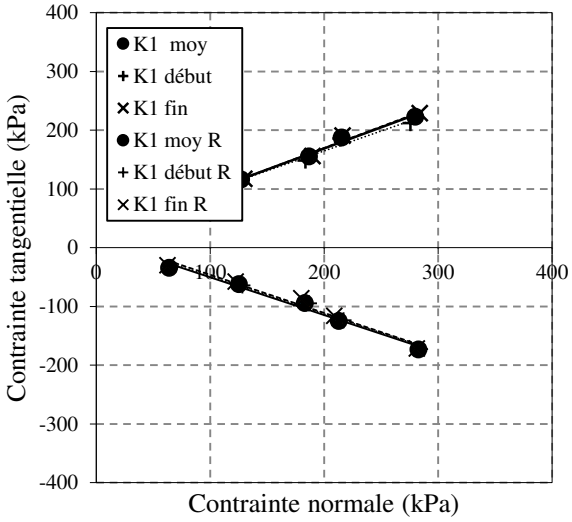

J3 moy
J3 début
J3 fin
J3 moy R
J3 début R
J3 fin R
Contrainte tangentielle (kPa)
Contrainte normale (kPa)

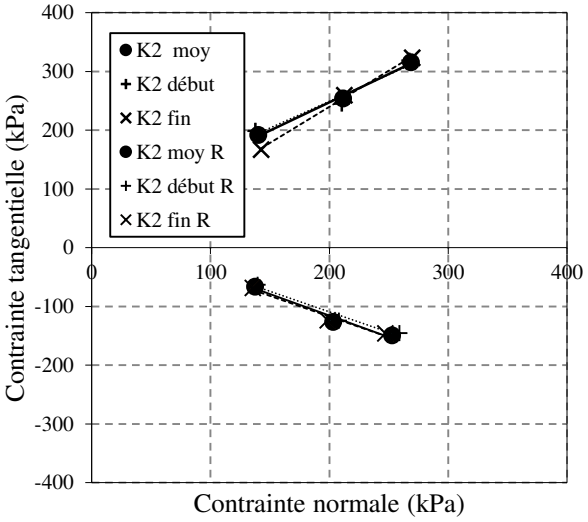

J8h moy
J8h début
J8h fin
J8h moy R
J8h début R
J8h fin R
Contrainte tangentielle (kPa)
Contrainte normale (kPa)

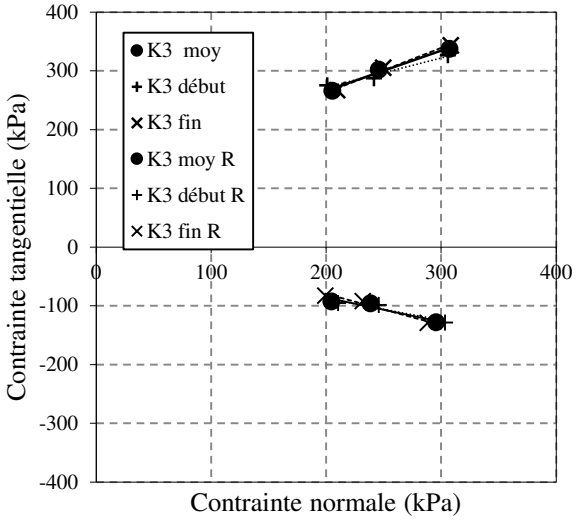

J9h moy
J9h début
J9h fin
J9h moy R
J9h début R
J9h fin R
Contrainte tangentielle (kPa)
Contrainte normale (kPa)

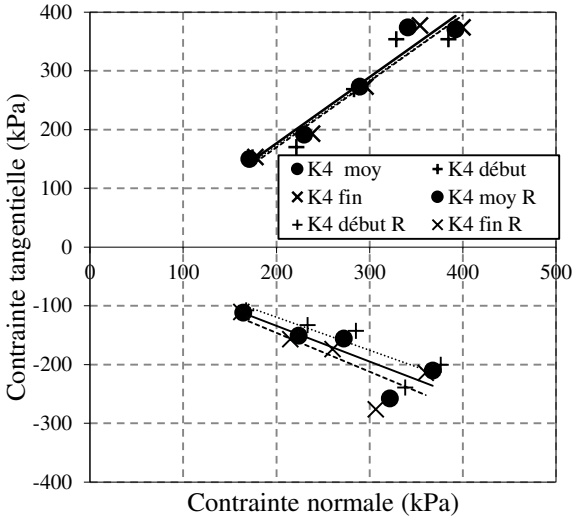

J10h moy
J10h début
J10h fin
J10h moy R
J10h début R
J10h fin R
Contrainte tangentielle (kPa)
Contrainte normale (kPa)

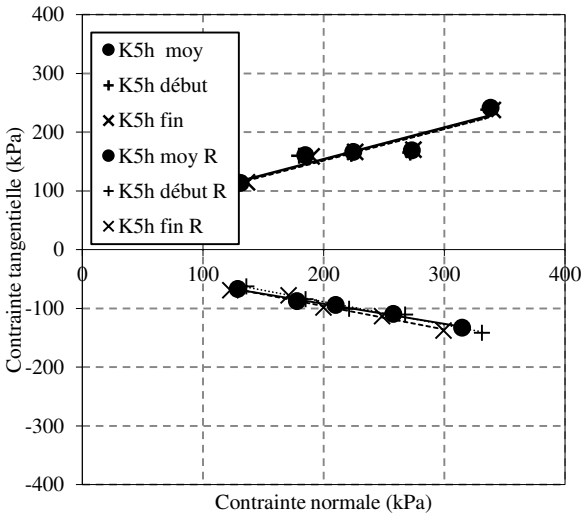
5.1.10 Site K

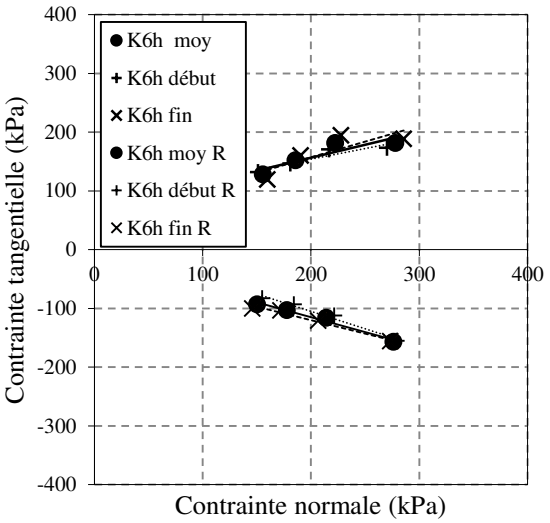

K1 moy
K1 début
K1 fin
K1 moy R
K1 début R
K1 fin R
Contrainte tangentielle (kPa)
Contrainte normale (kPa)

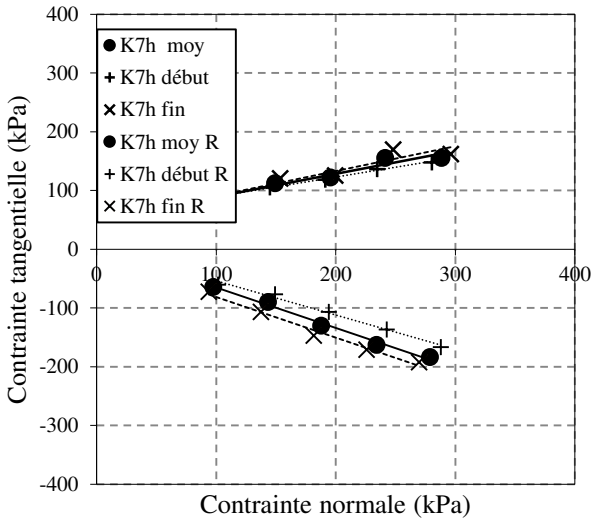

K2 moy
K2 début
K2 fin
K2 moy R
K2 début R
K2 fin R
Contrainte tangentielle (kPa)
Contrainte normale (kPa)

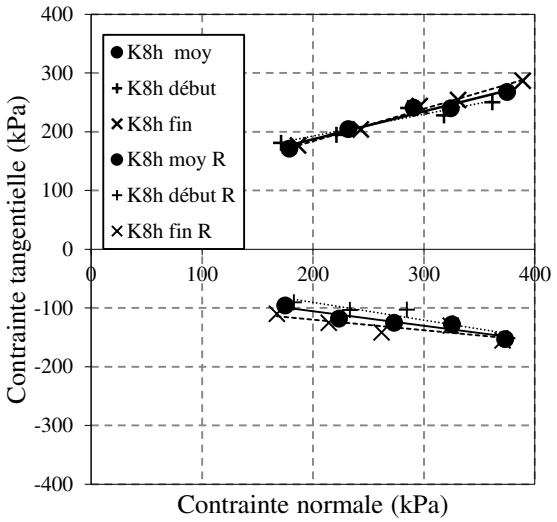

K3 moy
K3 début
K3 fin
K3 moy R
K3 début R
K3 fin R
Contrainte tangentielle (kPa)
Contrainte normale (kPa)


K4 moy
K4 début
K4 fin
K4 moy R
K4 début R
K4 fin R
Contrainte tangentielle (kPa)
Contrainte normale (kPa)

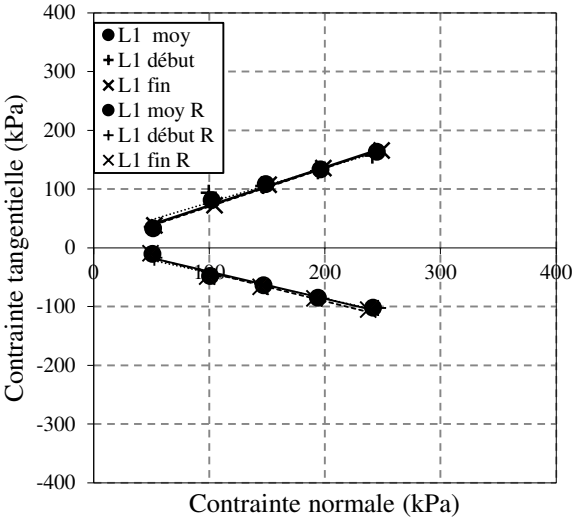

K5h moy
K5h début
K5h fin
K5h moy R
K5h début R
K5h fin R
Contrainte tangentielle (kPa)
Contrainte normale (kPa)

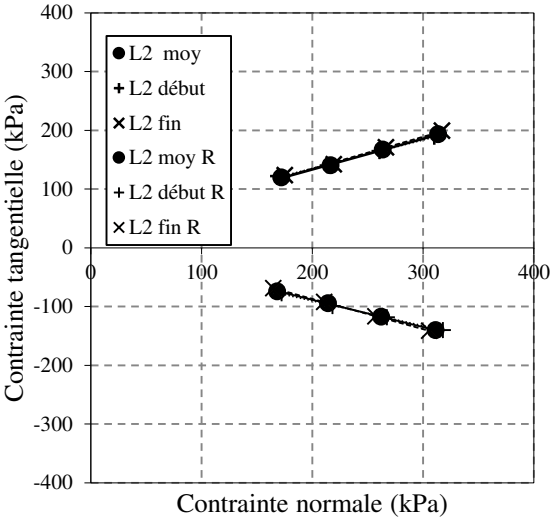

K6h moy
K6h début
K6h fin
K6h moy R
K6h début R
K6h fin R
Contrainte tangentielle (kPa)
Contrainte normale (kPa)

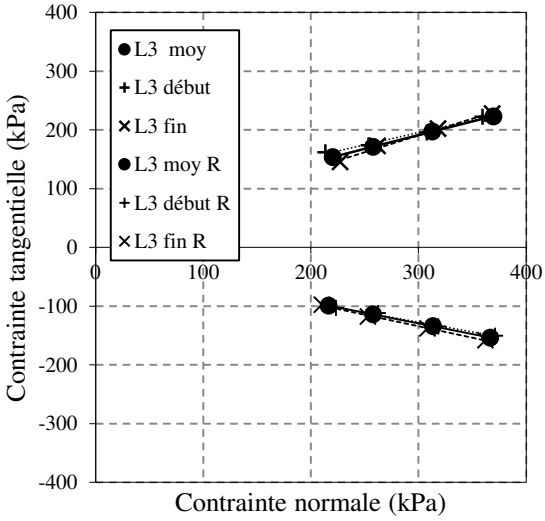

K7h moy
K7h début
K7h fin
K7h moy R
K7h début R
K7h fin R
Contrainte tangentielle (kPa)
Contrainte normale (kPa)

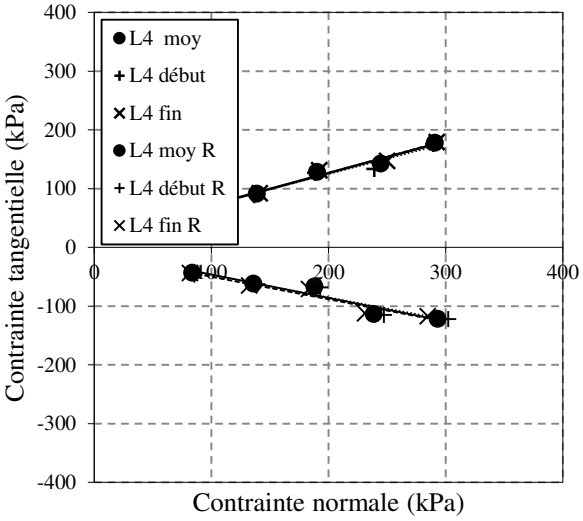

K8h moy
K8h début
K8h fin
K8h moy R
K8h début R
K8h fin R
Contrainte tangentielle (kPa)
Contrainte normale (kPa)

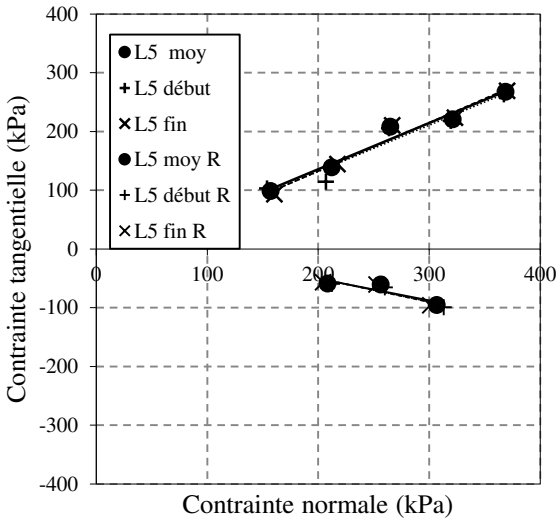
5.1.11 Site L

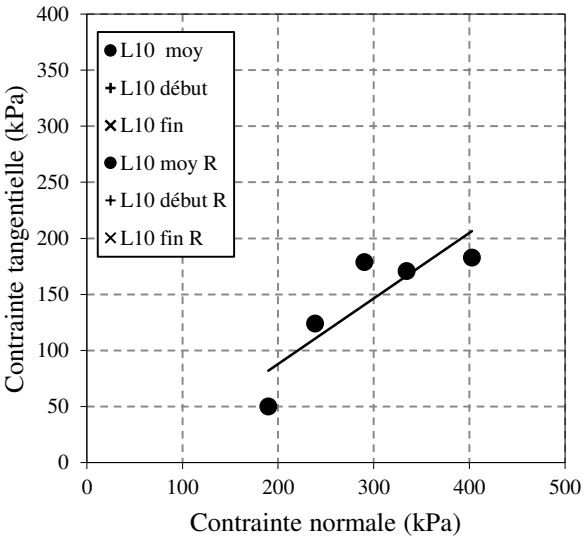

L1 moy
L1 début
L1 fin
L1 moy R
L1 début R
L1 fin R
Contrainte tangentielle (kPa)
Contrainte normale (kPa)

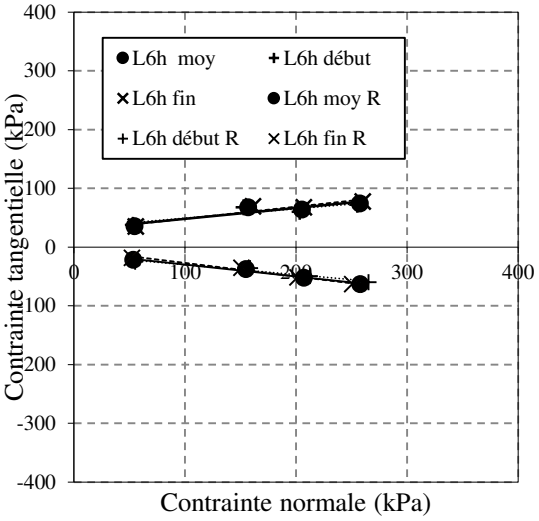

L2 moy
L2 début
L2 fin
L2 moy R
L2 début R
L2 fin R
Contrainte tangentielle (kPa)
Contrainte normale (kPa)

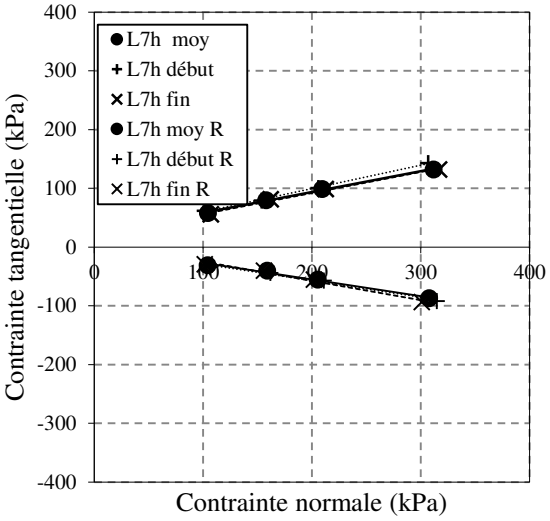

L3 moy
L3 début
L3 fin
L3 moy R
L3 début R
L3 fin R
Contrainte tangentielle (kPa)
Contrainte normale (kPa)

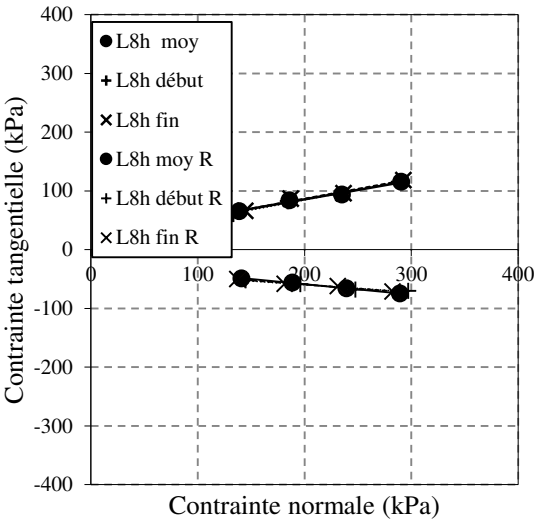

L4 moy
L4 début
L4 fin
L4 moy R
L4 début R
L4 fin R
Contrainte tangentielle (kPa)
Contrainte normale (kPa)

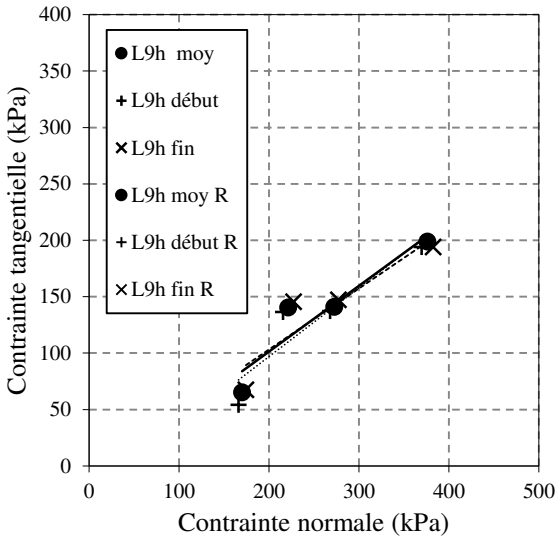

L5 moy
L5 début
L5 fin
L5 moy R
L5 début R
L5 fin R
Contrainte tangentielle (kPa)
Contrainte normale (kPa)

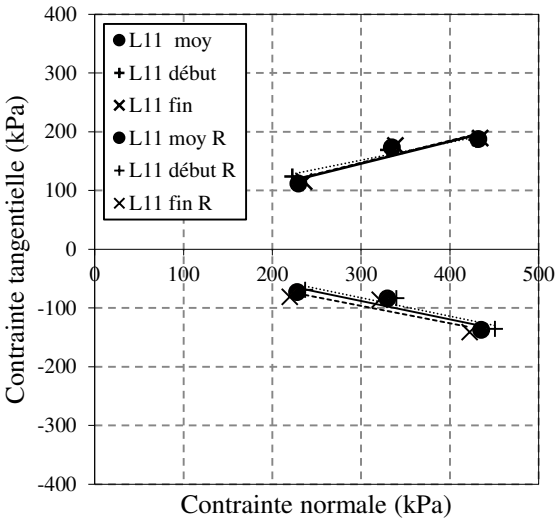

L10 moy
L10 début
L10 fin
L10 moy R
L10 début R
L10 fin R
Contrainte tangentielle (kPa)
Contrainte normale (kPa)

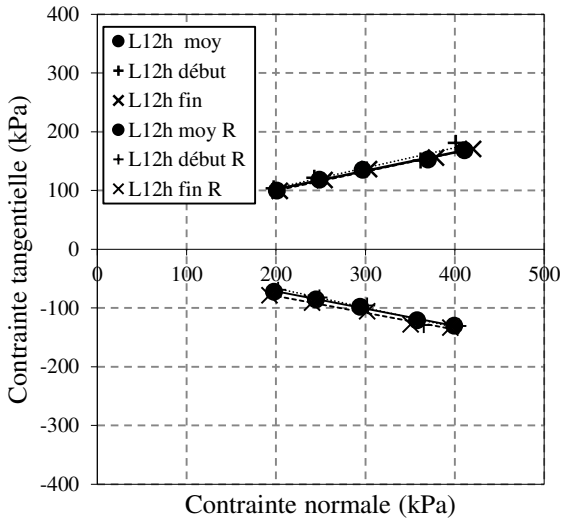

L6h moy
L6h début
L6h fin
L6h moy R
L6h début R
L6h fin R
Contrainte tangentielle (kPa)
Contrainte normale (kPa)

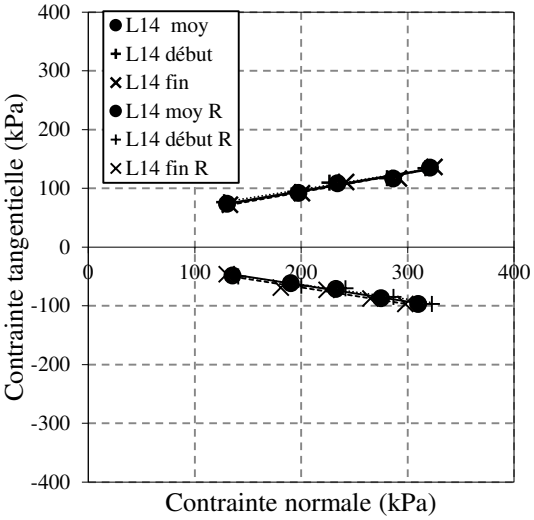

L7h moy
L7h début
L7h fin
L7h moy R
L7h début R
L7h fin R
Contrainte tangentielle (kPa)
Contrainte normale (kPa)


L8h moy
L8h début
L8h fin
L8h moy R
L8h début R
L8h fin R
Contrainte tangentielle (kPa)
Contrainte normale (kPa)


L9h moy
L9h début
L9h fin
L9h moy R
L9h début R
L9h fin R
Contrainte tangentielle (kPa)
Contrainte normale (kPa)


L11 moy
L11 début
L11 fin
L11 moy R
L11 début R
L11 fin R
Contrainte tangentielle (kPa)
Contrainte normale (kPa)


L12h moy
L12h début
L12h fin
L12h moy R
L12h début R
L12h fin R
Contrainte tangentielle (kPa)
Contrainte normale (kPa)


L14 moy
L14 début
L14 fin
L14 moy R
L14 début R
L14 fin R
Contrainte tangentielle (kPa)
Contrainte normale (kPa)
400
300
200
100
0
-100
-200
-300
-400
0
100
200
300
400

ANNEXE 7 : Différentes classification des massifs rocheux

Tableau 7.1 : Classification RMR, d'après Bieniawski (1989), cité par AFTES (2003)

A. PARAMETRES DE CLASSIFICATION ET NOTATIONS CORRESPONDANTES

Paramètres			Plages de valeurs					
1	Résistance de la roche (matrice)	Indice Franklin Is	> 10 MPa	4 - 10 MPa	2 - 4 MPa	1 - 2 MPa	Pour les faibles valeurs de Is utiliser la résistance en compression uniaxiale	
		Résist. compr. uniax. σ_c	> 250 MPa	100 - 250 MPa	50 - 100 MPa	25 - 50 MPa	5 - 25 MPa	1 - 5 MPa	< 1 MPa
	Notation		15	12	7	4	2	1	0
2	RQD		90% - 100%	75% - 90 %	50% - 75%	25% - 50%	< 25%		
	Notation		20	17	13	8	3		
3	Espacement des discontinuités		> 2 m	0,6 m - 2 m	200 mm - 600 mm	60 mm - 200 mm	< 60 mm		
	Notation		20	15	10	8	5		
4	Nature des discontinuités (voir E)		Surfaces très rugueuses Non continues Epontes en contact Epontes non altérées	Surfaces légèrement rugueuses Epaisseur < 1 mm Epontes faiblement altérées	Surfaces légèrement rugueuses Epaisseur < 1 mm Epontes fortement altérées	Surfaces lustrées ou Remplissage < 5 mm ou Epaisseur de 1 à 5 mm Joint continu	Remplissage mou > 5 mm ou Epaisseur > 5 mm Joint continu		
	Notation		30	25	20	10	0		
5	Eau	Débit sur 10 m de longueur de tunnel (l/min)	Aucun	< 10 l/min	10 à 25 l/min	25 à 125 l/min	> 125 l/min		
		Ratio : pression eau / contr. princ. σ_1	0	< 0,1	0,1 - 0,2	0,2 - 0,5	> 0,5		
		Conditions générales	Complètement sec	Humide	Mouillé	Suintant	Débitant		
	Notation		15	10	7	4	0		

RMR = Somme des notations des paramètres 1 à 5

B. AJUSTEMENT DE LA VALEUR DE RMR EN FONCTION DE L'ORIENTATION DES DISCONTINUITES (voir F)

Direction et pendage		Très favorable	Favorable	Moyen	Défavorable	Très défavorable
Notation	Tunnels	0	- 2	- 5	- 10	- 12
	Fondations	0	- 2	- 7	- 15	- 25
	Talus	0	- 5	- 25	- 50	- 60

C. CLASSES DE MASSIF ROCHEUX DETERMINEES PAR LE RMR

Valeur du RMR	100 ← 81	80 ← 61	60 ← 41	40 ← 21	< 21
Classe	I	II	III	IV	V
Description	Très bon rocher	Bon rocher	Rocher moyen	Rocher médiocre	Rocher 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 an pour une portée de 10 m	1 semaine pour une portée de 5 m	10 h pour une portée de 2,5 m	30 mn pour une portée de 1 m
Cohésion du massif rocheux (kPa)	> 400 kPa	300 à 400 kPa	200 à 300 kPa	100 à 200 kPa	< 100 kPa
Angle de frottement du massif rocheux (°)	> 45°	35° à 45°	25° à 35°	15° à 25°	< 15°

E. INDICATIONS POUR LA NOTATION "NATURE DES DISCONTINUITES"

Longueur des discontinuités	< 1 m	de 1 à 3 m	de 3 à 10 m	de 10 à 20 m	> 20 m
Notation	**6**	**4**	**2**	**1**	**0**
Ouverture des discontinuités	aucune	< 0,1 mm	de 0,1 à 1 mm	de 1 à 5 mm	> 5 mm
Notation	**6**	**5**	**4**	**1**	**0**
Rugosité des épontes des discontinuités	Très rugueuse	Rugueuse	Légèrement rugueuse	Lisse	Lustrée
Notation	**6**	**5**	**3**	**1**	**0**
Altération des épontes	Non altéré	Légèrement altéré	Moyennement altéré	Très altéré	Décomposé
Notation	**6**	**5**	**3**	**1**	**0**
Matériau de remplissage des discontinuités	Aucun	Remplissage dur < 5 mm	Remplissage dur > 5 mm	Remplissage mou < 5 mm	Remplissage mou > 5 mm
Notation	**6**	**4**	**2**	**2**	**0**

Nota : Certaines conditions sont mutuellement exclusives. Par exemple, si du matériau de remplissage est présent, il n'est plus pertinent de considérer la rugosité dans la mesure où son effet sera effacé par celui du remplissage. Dans ce cas utiliser directement la notation du tableau A 4.

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 45° à 90° : **très défavorable**	Pendage 20° à 45° : **moyen**
Pendage 45° à 90° : **très favorable**	Pendage 20° à 45° : **favorable**		
Creusement contre le sens du pendage		Pendage 0° à 20° et orientation quelconque : **moyen**	
Pendage 45° à 90° : **moyen**	Pendage 20° à 45° : **défavorable**		

Tableau 7.2 : Tableaux pour la détermination des différents paramètres utilisés pour le calcul de l'indice Q (d'après AFTES, 2003)

RQD (Rock Quality Designation)

Très médiocre	RQD = 0 – 25%
Médiocre	25-50
Moyen	50-75
Bon	75-90
Excellent	90-100

Notes :

(i) Quand la valeur du RQD est < 10 (y compris O), on utilise une valeur nominale de 10 pour évaluer Q

(ii) Les intervalles RQD de 5, i.e. 100, 95, 90, etc ... sont suffisamment précis

Jn (indice des familles de joints)

Rocher massif, joints rares ou absents	Jn = 0.5 - 1
Une famille de joints	2
Une famille + joints erratiques	3
Deux familles	4
Deux familles + joints erratiques	6
Trois familles	9
Trois familles + joints erratiques	12
Quatre familles ou plus, joints erratiques,	15
Rocher broyé, meuble	20

Notes : (i) pour les intersections de tunnel, utiliser (3.0xJn),
(ii) pour les têtes d'accès, utiliser (2.0xJn)

Jr (Indice de rugosité des joints)

a) Epontes en contact b) Epontes en contact après cisaillement de - de 10 cm		c) Epontes hors contact après cisaillement	
Joints discontinus	Jr = 4	Zone argileuse d'épaisseur suffisante pour empêcher le contact	Jr = 1.0
Joints ondulés, rugueux ou irréguliers	3		
Joints ondulés, lisses	2	Zone sableuse, graveleuse ou broyée d'épaisseur suffisante pour empêcher le contact	
Joints ondulés, striés (lisses, luisants, polis)	1.5		
Joints plans, rugueux ou irréguliers	1.5		
joints plans, lisses	1.0		
Joints plans, striés	0.5		
Note : (i) les descriptions se réfèrent à des éléments de petites ou moyennes dimensions, dans cet ordre.		**Notes :** (i) ajouter 1.0 si l'espacement moyen des joints est supérieur à 3 m. (ii) Jr=0,5 si les joints plans et striés comportent des linéations et que celles-ci sont orientées de telle sorte qu'elles peuvent amorcer une rupture.	

Ja (Indice d'altération des joints)

Epontes en contact	Caractère du joint		Conditions	Eponte
	Joints propres	Joint serré, recimenté	Remplissage de quartz, épidote, etc	Ja = 0.75
		Epontes non altérées	Pas d'enduit, taches superficielles	1
		Epontes légèrement altérées	Enduit minéral non radoucissant, grains sans argile	2
	Enduits ou remplissage	Enduits à frottement	Sable, silt, calcite , etc (non radoucissant)	3
		Enduits à cohésion	Argile, chlorite, talc, etc (radoucissant)	4
Epontes en ou hors contact	**Remplissage**	**Type**	**Epontes à contacts Remplissage léger (< 5 mm)**	**Epontes hors contact Remplissage épais**
	Matériaux frottant	Sable, silt, calcite, etc	Ja = 4	Ja = 8
	Remplissage fortement surconsolidé	Remplissage compact d'argile, chlorite, talc, etc	6	5 – 10
	Remplissage légèrement surconsolidé	Surconsolidation légère ou moyenne d'argile, de chlorite, talc, etc	8	12
	Remplissage d'argiles gonflantes	Matériaux gonflants (ex montmorillonite)	8 – 12	13 - 20

Jw (Influence de l'eau en charge)

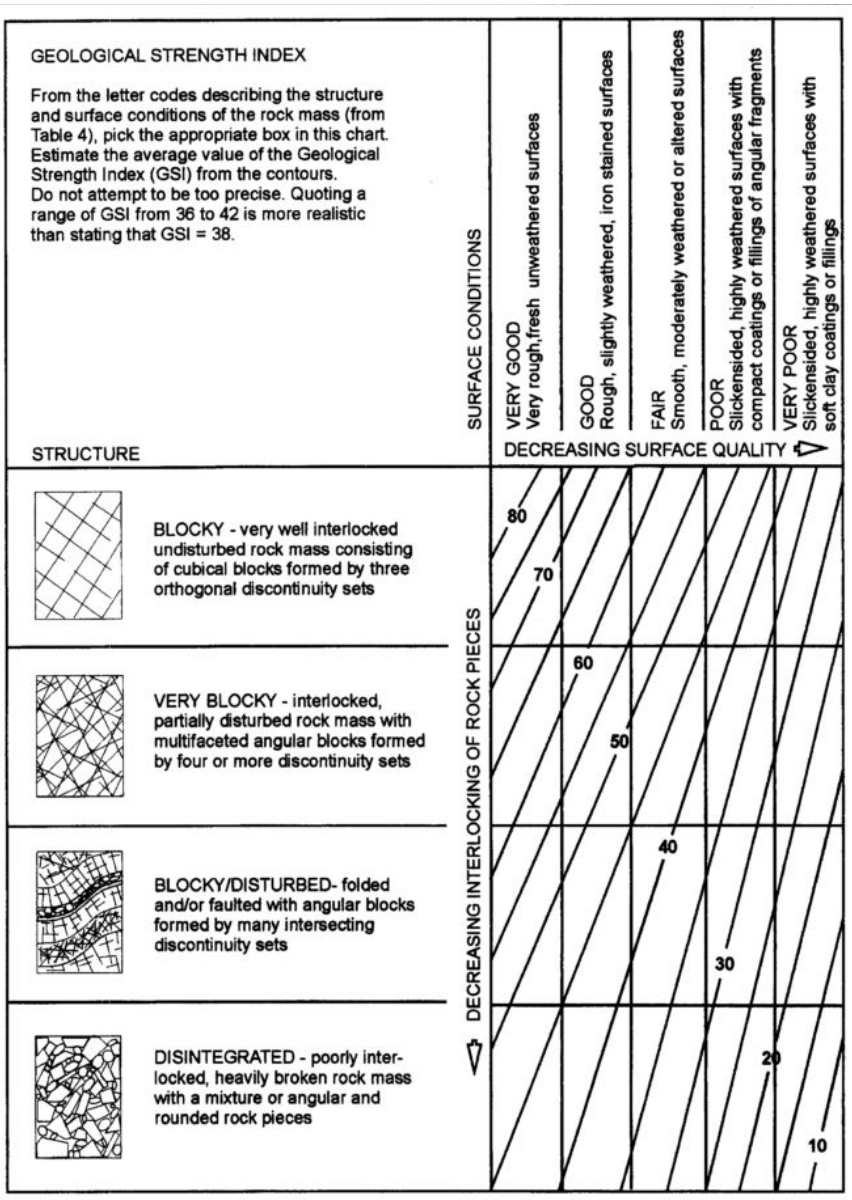
Excavation à sec ou faibles venues d'eau (< 5 l/mn localement)	Pw < 1 kg/cm²	Jw = 1
Venues d'eau ou pressions faibles, débourrage occasionnel au droit d'un joint	1 – 2.5	0.66
Fortes venues d'eau ou pression importante dans du rocher à joint sans remplissage	2.5 – 10	0.5
Fortes venues d'eau ou pression importante, débourrages fréquents	2.5 – 10	0.3
Très fortes venues d'eau lors des tirs, diminuant ensuite avec le temps	> 10	0.2 – 0.1
Très fortes venues d'eau ou pressions très importantes sans réduction notable avec le temps	> 10	0.1 – 0.05

Notes : (i) les 4 derniers indices sont des estimations grossières. Augmenter la valeur de Jw en cas de mise en place d'un dispositif de drainage.
(ii) les problèmes particuliers liés à la formation de glace ne sont pas pris en compte.

SRF (Stress Reduction Factor)

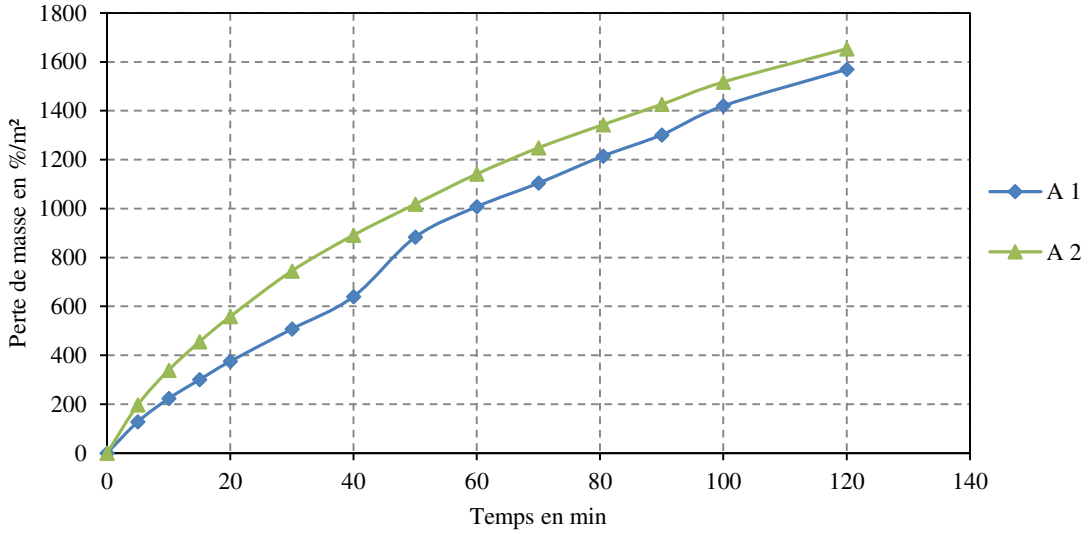
Ouvrage recoupant des zones de faiblesse provoquant la décompression du rocher lors du percement	Zones de faiblesse fréquentes, contenant de l'argile ou du rocher décomposé chimiquement , rocher environnant très décomprimé (toutes profondeurs)			SRFR = 10
	Zones de faiblesse individuelles, contenant de l'argile ou du rocher décomposé chimiquement (prof. de l'excavation < 50 m)			5
	Zones de faiblesse individuelles, contenant de l'argile ou du rocher décomposé chimiquement (prof. de l'excavation > 50 m)			2.5
	Nombreuses zones de cisaillement en rocher sain, sans argile (toutes profondeurs)			7.5
	Zones de cisaillement individuelles en rocher sain, sans argile (prof. de l'excavation < 50 m)			5
	Zones de cisaillement individuelles en rocher rigide, sans argile (prof. de l'excavation > 50 m)			2.5
	Joints ouverts, rocher très fracturé et décomprimé, " morceaux de sucre ", etc ... (toutes profondeurs)			5
Note : (i) réduire l'indice SRF de 25 à 50% si les zones de cisaillement influent sur l'excavation mais ne la traversent pas.				
		S_c / σ_1	σ_q / σ_c	SRF
Rocher sain, problèmes de contraintes in situ	Contraintes faibles, excavation peu profonde	> 200	< 0.01	2.5
	Contraintes moyennes	200 - 10	0.01 – 0.3	1
	Contraintes importante, structure très serrée (condition normalement favorable à la stabilité mais peut être défavorable à la tenue des piedroits)	10 - 5	0.3 – 0.4	0.5 – 2
	Mouvements de toit modérés (rocher massif)	5 - 3	0.5 – 0.65	5 – 50
	Quelques " chutes de toit " (rocher massif)	3 - 2	0.65 - 1	50 - 200
	" Chutes de toit " importantes (rocher massif)	< 2	> 1	200 - 400
Notes : (ii) Si l'état de contraintes initiales est fortement anisotrope (si mesuré) : pour $5 < \sigma1/\sigma3 < 10$, réduire σc à 0.75 σc. Pour $\sigma1/\sigma3 > 10$, réduire σc à 0.5 σc. (iii) il est rare que la hauteur de couverture au-dessus du toit soit plus faible que la largeur de l'ouvrage. Si c'est le cas, il est suggéré de porter l'indice SRF de 2.5 à 5.				
			$\sigma\theta / \sigma c$	SRF
Rocher " poussant "	Déformation plastique du rocher sous l'action de fortes contraintes naturelles	Moyenne pression	1 - 5	5 – 10
		Forte pression	> 5	10 – 20
Rocher " gonflant "	Action chimique en fonction de la présence d'eau	Moyenne pression		5 – 10
		Forte pression		10 - 15

Tableau 7.3 Tableau pour l'estimation du Geological Strength Index basé sur des observations du massif in situ (d'après Hoek et al. 1997)

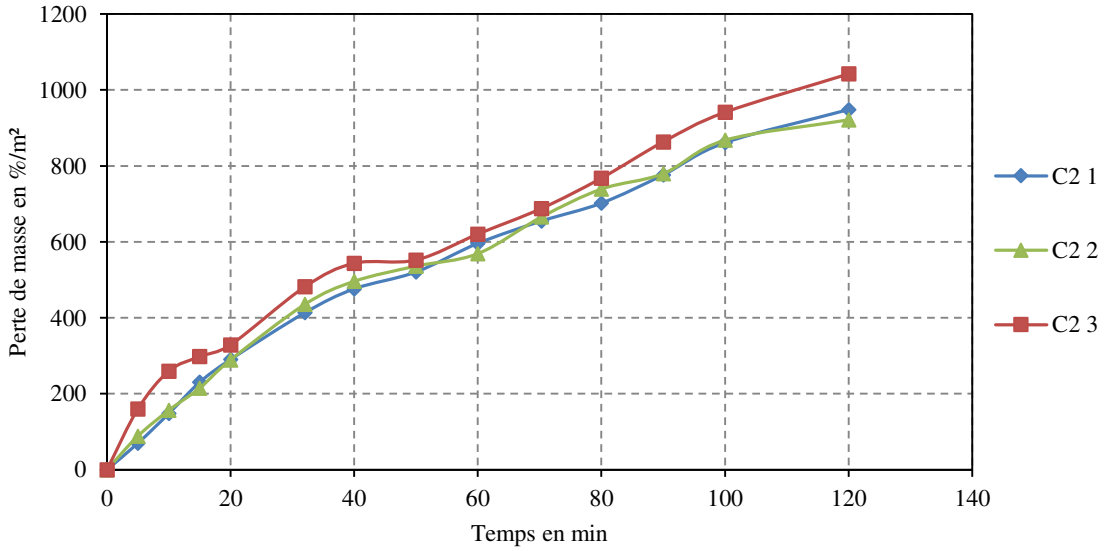


ANNEXE 8 : Résultats des essais dérivés du Micro Deval

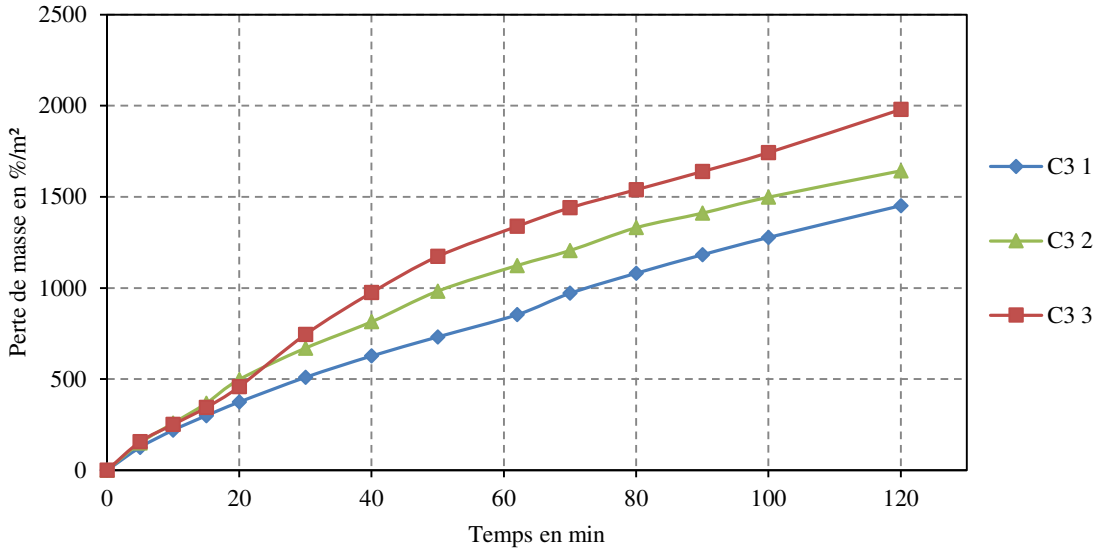
5.1.1 Site A



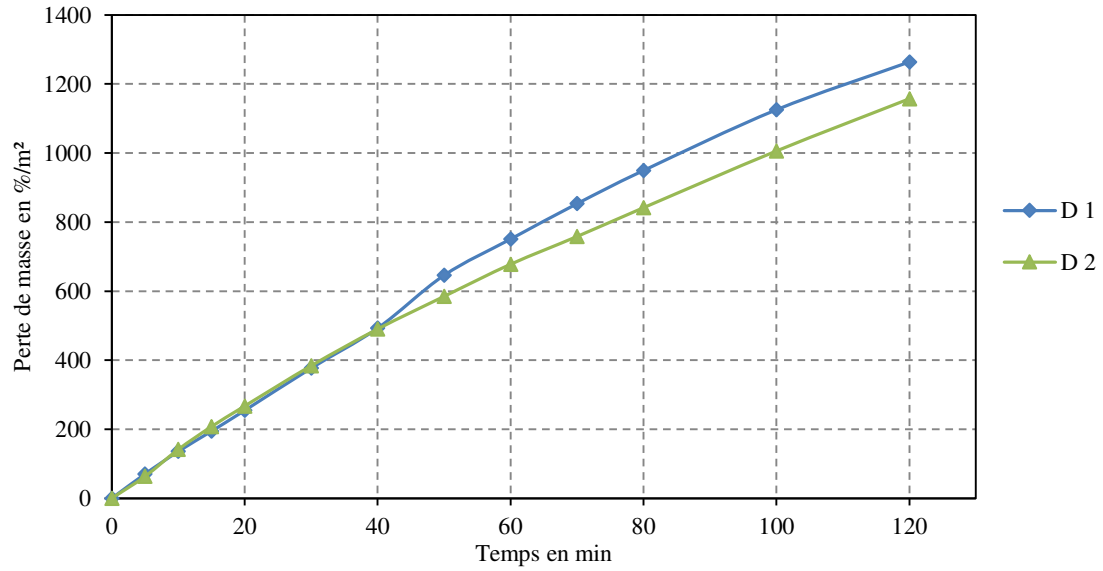
5.1.2 Site C, faciès 2



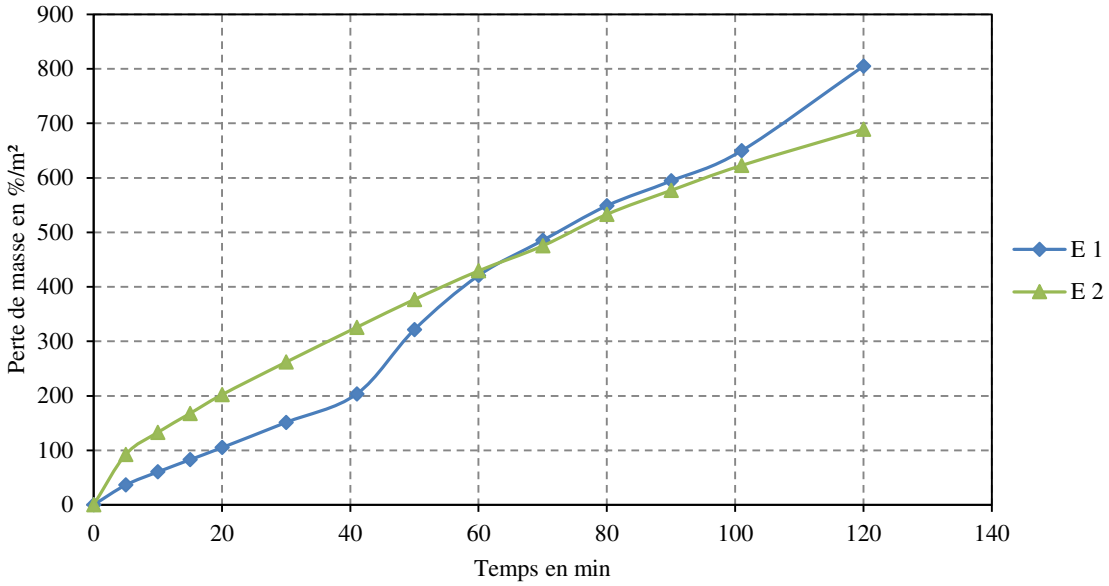
5.1.3 Site C, faciès 3



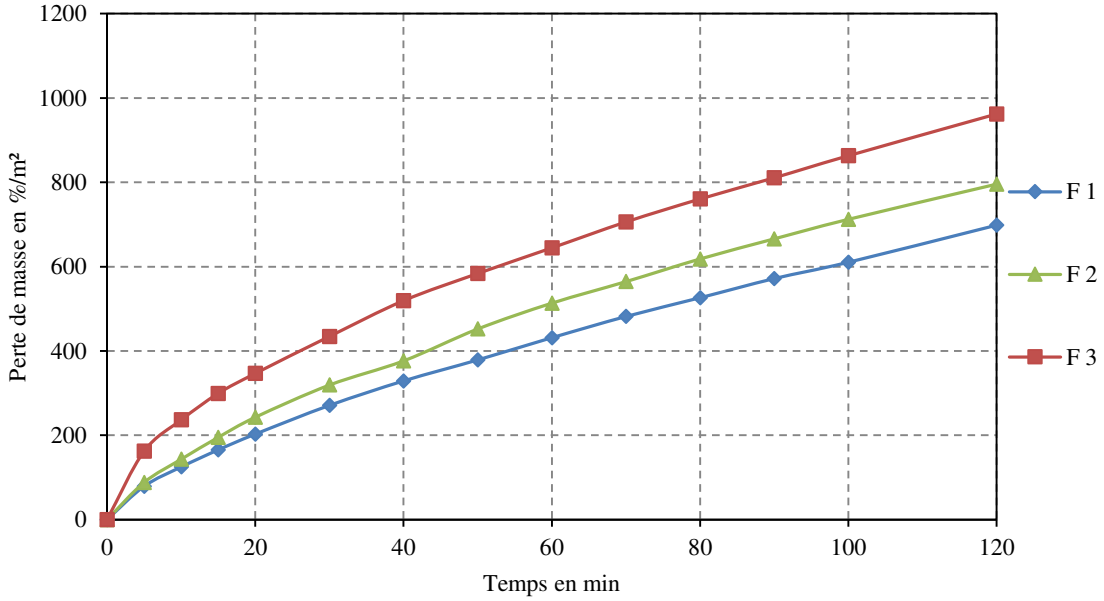
5.1.4 Site D



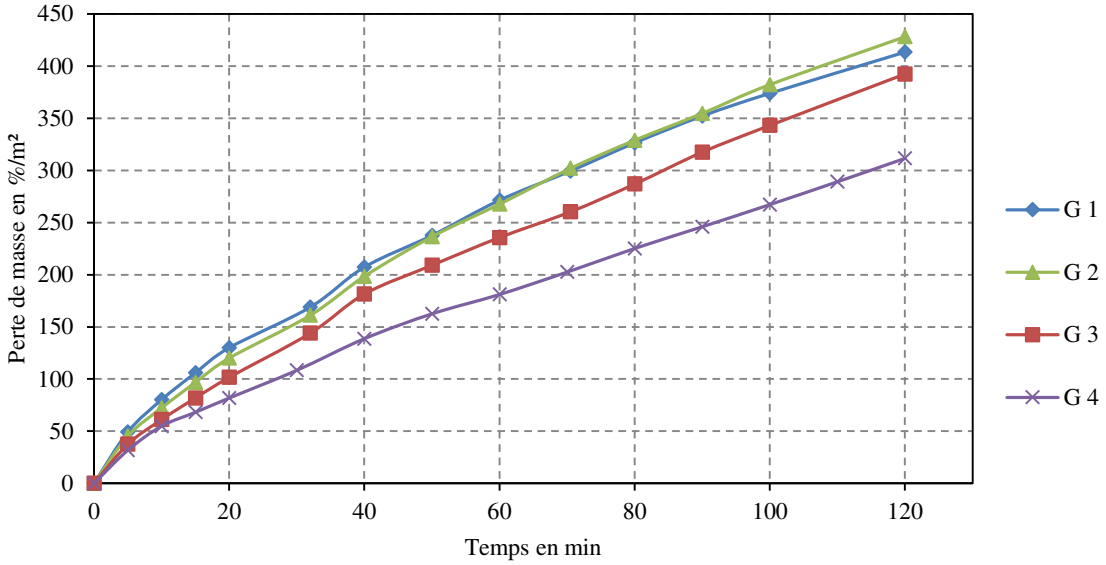
5.1.5 Site E



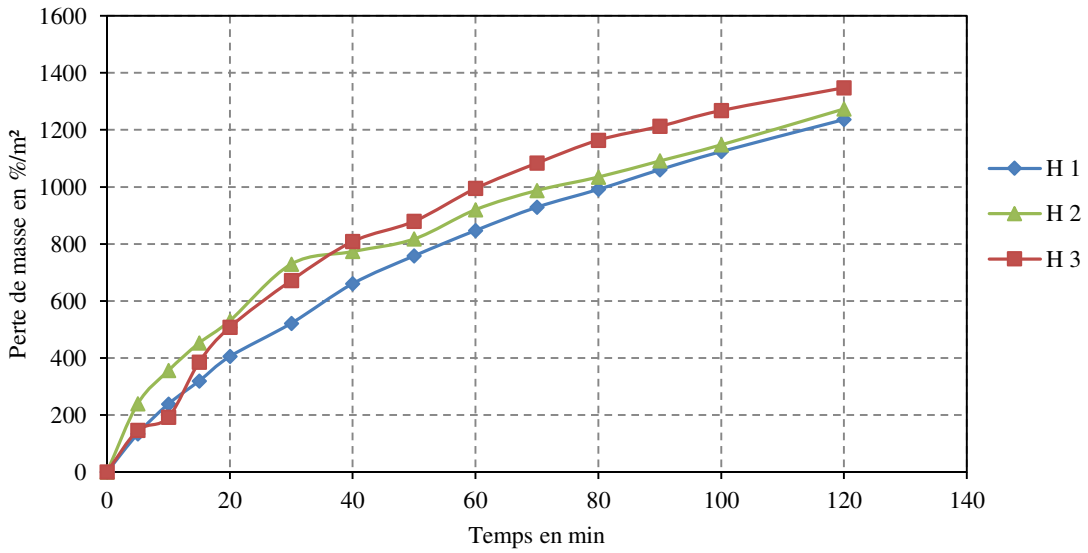
5.1.6 Site F



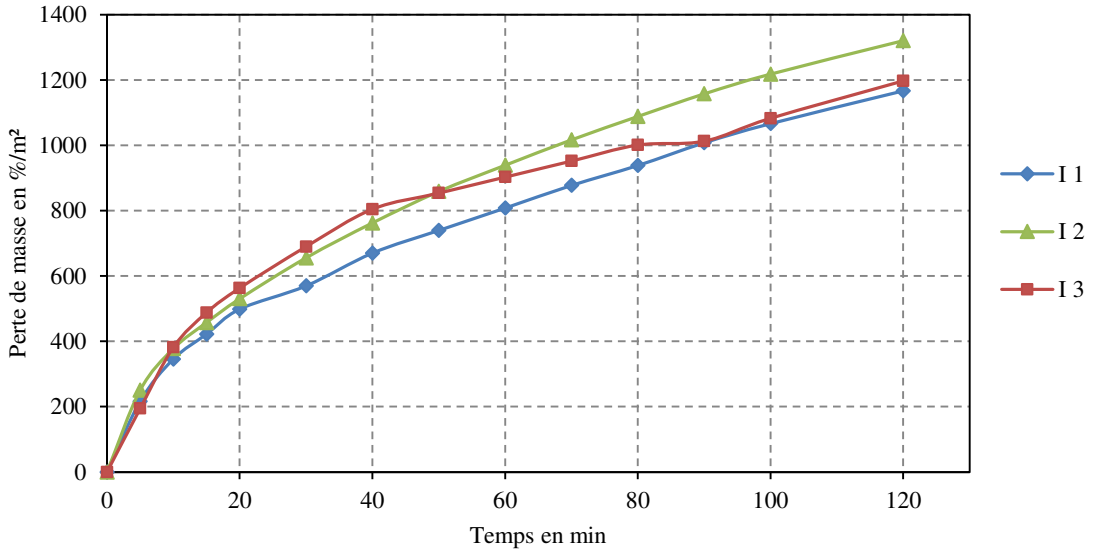
5.1.7 Site G



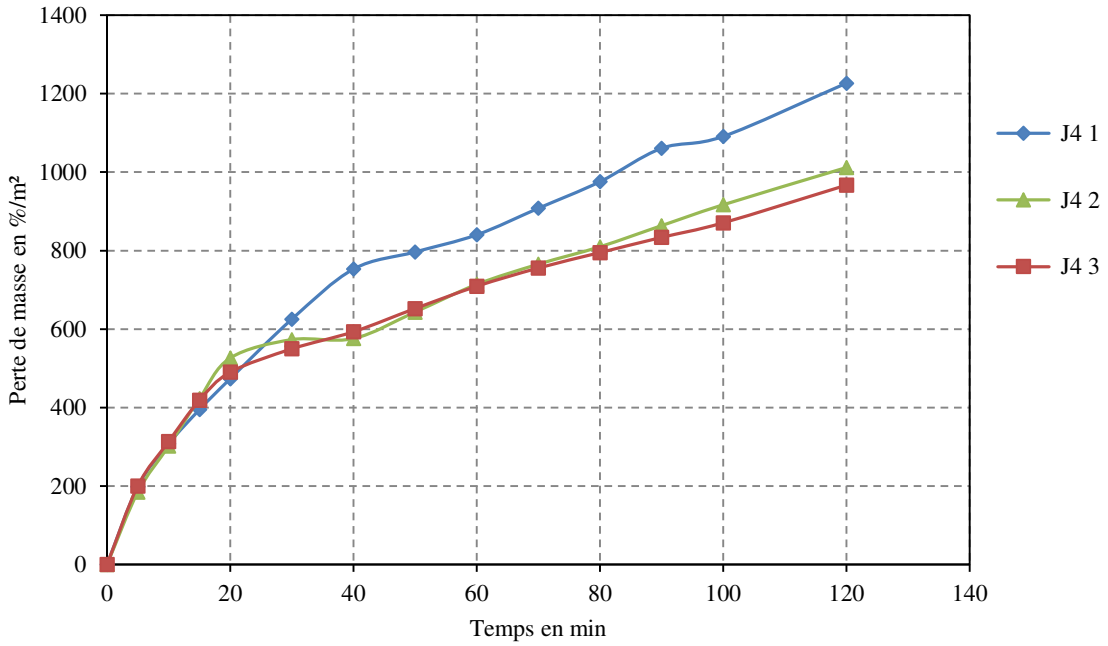
5.1.8 Site H



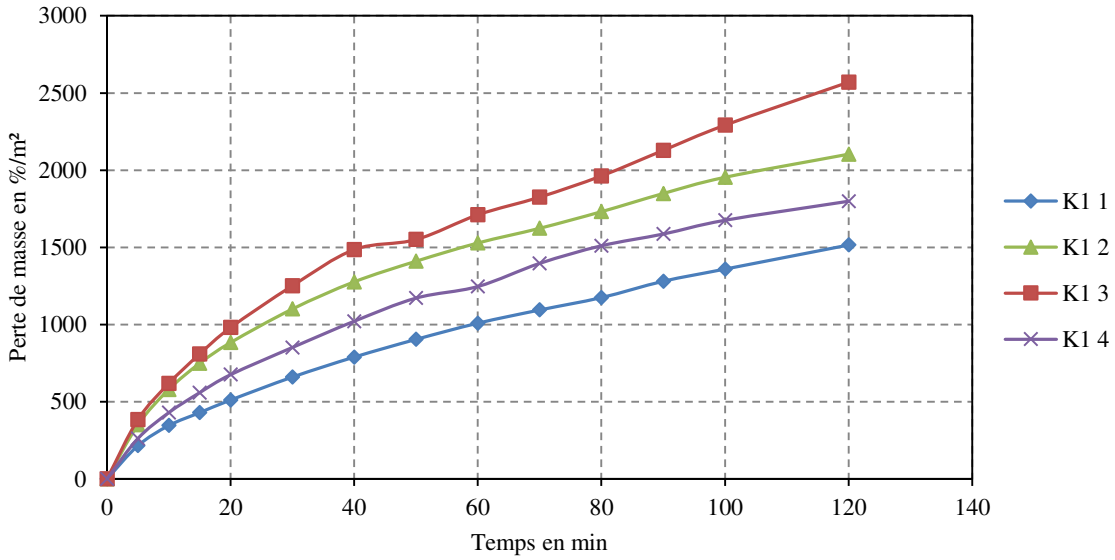
5.1.9 Site I



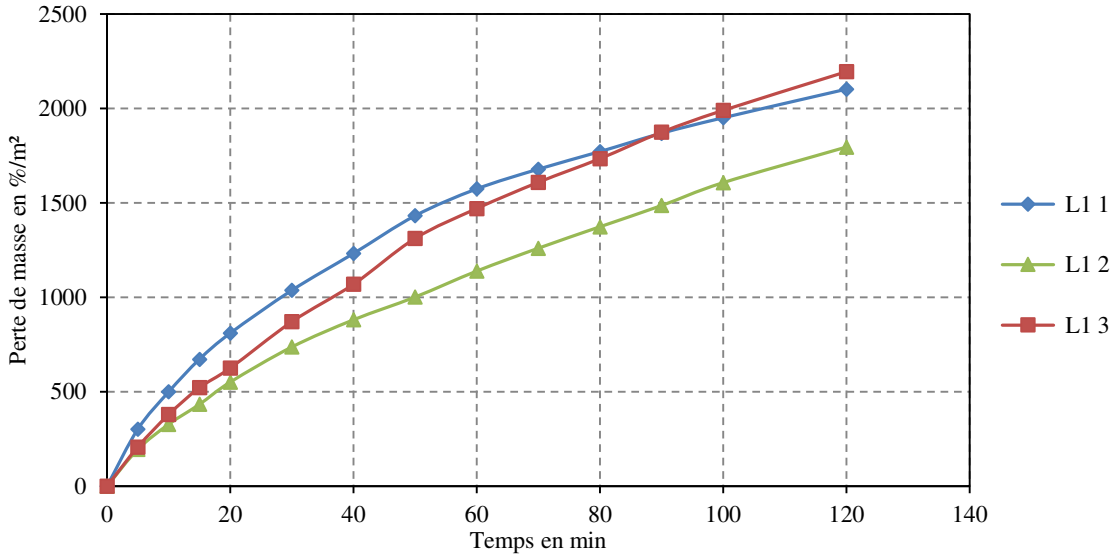
5.1.10 Site J, faciès 4



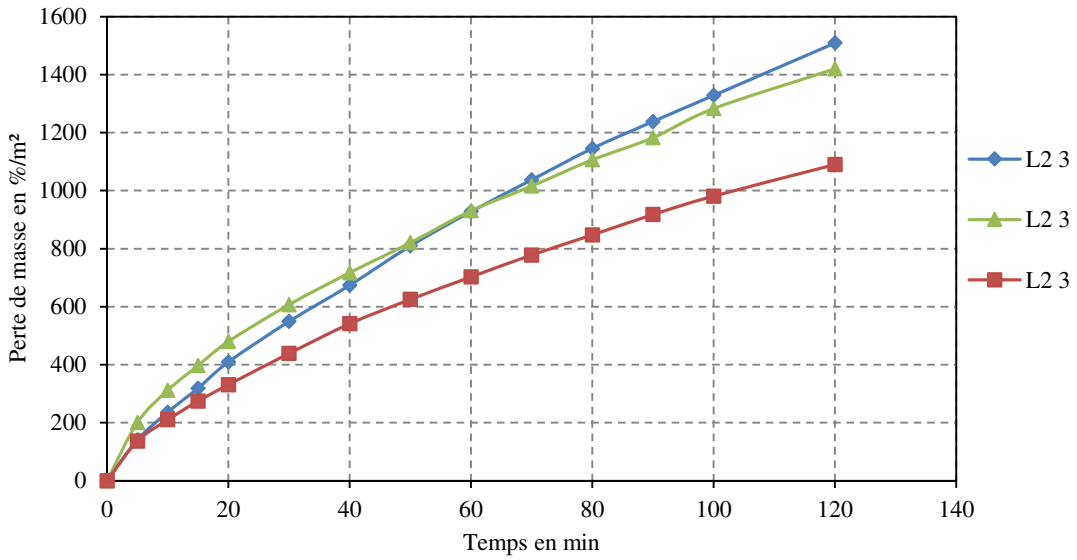
5.1.11 Site K, faciès 1



5.1.12 Site L, faciès 1



5.1.13 Site L, faciès 2



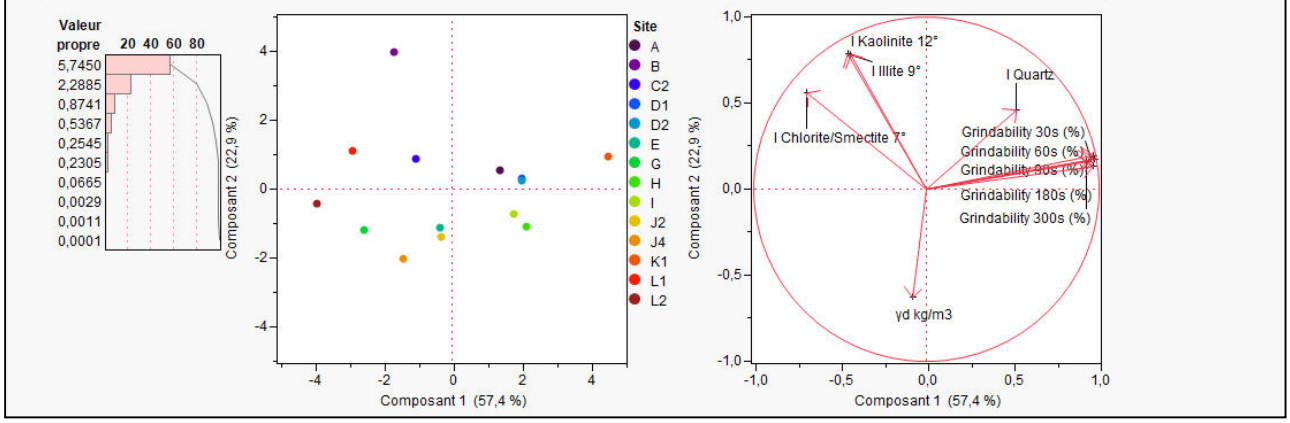
ANNEXE 9 : Résultats détaillés de l'analyse ACP des essais de broyabilité

Composantes principales calculées avec les corrélations

Corrélations

	γd kg/m3	Grindability 30s (%)	Grindability 60s (%)	Grindability 90s (%)	Grindability 180s (%)	Grindability 300s (%)	I Quartz	I Chlorite/Smectite 7°	I Illite 9°	I Kaolinite 12°
γd kg/m3	1,0000	-0,2582	-0,2357	-0,1876	-0,0554	0,0128	-0,1469	-0,1238	-0,4032	-0,2929
Grindability 30s (%)	-0,2582	1,0000	0,9936	0,9791	0,9152	0,8575	0,5029	-0,5318	-0,3183	-0,3186
Grindability 60s (%)	-0,2357	0,9936	1,0000	0,9943	0,9501	0,9025	0,5273	-0,5372	-0,2867	-0,2869
Grindability 90s (%)	-0,1876	0,9791	0,9943	1,0000	0,9738	0,9374	0,5032	-0,5525	-0,2941	-0,2845
Grindability 180s (%)	-0,0554	0,9152	0,9501	0,9738	1,0000	0,9879	0,5242	-0,5660	-0,3129	-0,2724
Grindability 300s (%)	0,0128	0,8575	0,9025	0,9374	0,9879	1,0000	0,5186	-0,5154	-0,2583	-0,1965
I Quartz	-0,1469	0,5029	0,5273	0,5032	0,5242	0,5186	1,0000	-0,0992	0,0569	0,1049
I Chlorite/Smectite 7°	-0,1238	-0,5318	-0,5372	-0,5525	-0,5660	-0,5154	-0,0992	1,0000	0,7062	0,7443
I Illite 9°	-0,4032	-0,3183	-0,2867	-0,2941	-0,3129	-0,2583	0,0569	0,7062	1,0000	0,7452
I Kaolinite 12°	-0,2929	-0,3186	-0,2869	-0,2845	-0,2724	-0,1965	0,1049	0,7443	0,7452	1,0000

Graphiques de résumé



INSA de RENNES
Service des Formations

AVIS DU JURY SUR LA REPRODUCTION DE LA THESE SOUTENUE

Titre de la thèse:
Etude du comportement mécanique des terrains anisotropes lors de travaux de Génie Civil

Nom Prénom de l'auteur : LE COR THOMAS

Membres du jury :
- Monsieur THOREL Luc
- Monsieur SIMON Jérôme
- Monsieur RANGEARD Damien
- Madame RISS Joëlle
- Monsieur BREUL Pierre
- Madame DABARD Marie-Pierre
- Madame MERRIEN-SOUKATCHOFF Véronique

Président du jury : M. Pierre BREUL.

Date de la soutenance : 25 Novembre 2014

Reproduction de la these soutenue

~~Thèse pouvant être reproduite en l'état~~
Thèse pouvant être reproduite après corrections suggérées (pour fin Janvier 2015)

Fait à Rennes, le 25 Novembre 2014

Signature du président de jury

Le Directeur,

M'hamed DRISSI