N°d'ordre NNT : 2016LYSET007

THESE de DOCTORAT DE L'UNIVERSITE DE LYON
opérée au sein de
Laboratoire Risques Rocheux et Ouvrages géotechniques - IFSTTAR

Ecole Doctorale N° 162

École Doctorale Mécanique, Énergétique, Génie civil, Acoustique

Spécialité de doctorat : Génie civil

Soutenue publiquement le 14/09/2016, par :

Hussein Mouzannar

Caractérisation de la résistance au cisaillement et comportement des interfaces entre béton et fondation rocheuse des structures hydrauliques

Devant le jury composé de :

Limam, Ali	Professeur	LGCIE, INSA de Lyon, France	Président
Schleiss, Anton	Professeur	LCH, EPFL, Suisse	Rapporteur
Dufour, Frédéric	Professeur	L3SR, Grenoble INP, France	Rapporteur
Lia, Leif	Professeur	NTNU, Norvège	Examinateur
Do Anh, Thiep	HDR	LGCB, ENTPE, France	Examinateur
Deveze, Guilhem	Ingénieur	TEGG-EDF, France	Examinateur
Rajot, Jean-Pierre	HDR	IFSTTAR, France	Directeur de thèse
Bost, Marion	Docteur	IFSTTAR, France	Co-directrice
Coubard, Grégory	Ingénieur	CIH-EDF, France	Invité

Remerciements

Le travail de thèse qui est présenté dans ce mémoire a été effectué au sein du laboratoire Risques Rocheux et Ouvrages géotechniques (RRO) de l'IFSTTAR à Bron, France.

Il est souvent dit qu'une thèse est un travail personnel, mais à l'issue de mon travail durant ces trois années, je suis convaincu que la thèse est loin d'être un travail solitaire. En effet, je n'aurais jamais pu réaliser ce travail doctoral sans le soutien d'un grand nombre de personnes dont la générosité, la bonne humeur et l'intérêt manifestés à l'égard de ma recherche m'ont permis de progresser dans cette phase délicate de l'apprentissage.

Tout d'abord, je remercie mon directeur de thèse Jean-Pierre RAJOT qui m'a fait confiance en me proposant ce projet. Sa qualité d'enseignant, ses conseils scientifiques enrichissants, ses commentaires constructifs et pertinents et sa rigueur scientifique m'ont permis d'enrichir mes connaissances.

Je tiens à exprimer toutes ma gratitude à Marion BOST, qui m'a encadré durant ces trois années. Je lui suis très reconnaissant de m'avoir à la fois laissé une grande latitude dans le travail et en même temps d'avoir toujours été disponible pour nos nombreuses discussions. Je la remercie pour toutes les heures qu'elle a consacrées à diriger cette recherche. Sa présence, sa confiance, sa patience, ses idées, ses conseils et son côté humain m'ont été très précieux pour arriver au bout de ces trois années et ont permis mon apprentissage à la recherche. J'exprime mes sincères remerciements pour sa patience dans la lecture et la correction des différentes versions de ce manuscrit de thèse.

J'adresse également mes remerciements à Patrick JOFFRIN et Christophe PRUVOST qui m'ont appris tous les moyens nécessaires pour effectuer, dans des conditions optimales, la campagne expérimentale et dont l'aide technique a été absolument essentielle. Je suis également reconnaissant pour leur dévouement et leur encouragement.

Je souhaite remercier Electricité De France (EDF) pour le financement de ce travail de thèse qui fait partie du projet CIBeFHy. Je remercie particulièrement Guilhem DEVEZE et Laurent LEVEQUE d'EDF-CEIDRE et Frederic LAUGIER, Eric BOURDAROT et Gregory COUBARD d'EDF-CIH qui ont fait partie du comité de suivi de thèse. J'ai apprécié leurs aide et conseils. Je tiens à remercier également Madly LEROUX et son équipe du laboratoire TEGG d'EDF à Aix-en-Provence pour la réalisation d'une partie des essais expérimentaux.

Mes sincères remerciements vont aussi à tous les membres du Jury. Tout d'abord, je voudrais remercier Anton SCHLEISS, Professeur à l'école polytechnique fédérale de Lausanne, et Frederic DUFOUR, Professeur à l'université de Grenoble, pour avoir accepté de relire cette thèse et de juger ce travail en me faisant l'honneur de le rapporter. J'adresse aussi mes remerciements à Leif LIA, professeur au Norwegian university of science and technology, Ali LIMAM, professeur à l'INSA de Lyon et Anh Thiep DO, HDR de l'Ecole nationale des travaux publics de l'Etat, pour avoir bien voulu faire partie du jury.

Je remercie Fabrice ROJAT, le chef du laboratoire de mécanique de sol du CEREMA à Bron et son équipe. C'est grâce à la collaboration avec son laboratoire, que les essais expérimentaux à grande

échelle ont pu être réalisés. Au cours de ce travail, il a par ailleurs souvent attiré mon attention sur certains problèmes de conception et il a participé au comité de suivi de thèse.

Je voudrais remercier également Didier VIRELY et son équipe du laboratoire de mécanique des roches du CEREMA à Toulouse pour la réalisation d'une partie des essais de cisaillement et de caractérisation du granite.

Je tiens à remercier toutes les personnes avec que j'ai collaboré pour effectuer des mesures par différentes instrumentations :

- Aghiad KHADOUR du laboratoire LISIS de l'IFSTTAR qui a effectué les mesures par fibre optique. J'ai beaucoup apprécié les connaissances scientifiques et techniques qu'il a pu m'apporter.
- Sylvain CHATAIGNER et son équipe sur l'émission acoustique au laboratoire SMC de l'IFSTTAR. Je le remercie pour son aide précieuse.
- Adrien HOUEL et Michel VALADE de l'équipe "ouvrage d'art" du CEREMA à Bron pour la réalisation des mesures par jauges de déformation.

Je remercie tous les doctorants du laboratoire pour la bonne ambiance de travail mais également pour les nombreux bons moments passés ensemble : Duc An, Tarik et Jean. Je leur souhaite une bonne continuation. Je remercie aussi nos secrétaires : Gaëlle et Anne-Christine pour leurs aides indispensables dans les formalités administratives. Je remercie Anne-Christine pour la relecture et la correction de l'orthographe du manuscrit.

Je remercie aussi tous mes chers amis Libanais avec qui j'ai passé des moments inoubliables, qui m'ont soutenu dans les moments difficiles et qui m'ont apporté énormément sur le plan personnel. Je tiens à remercier tout particulièrement Mouhamad qui m'a supporté dans un même appartement durant les quatre années de mon séjour en France.

Et pour finir, car rien n'aurait été possible sans eux, mes parents et toute ma famille, je leurs dois plus que je ne saurais l'exprimer. Merci pour leur amour inestimable, leur confiance, leur soutien, leurs sacrifices et toutes les valeurs qu'ils ont su m'inculquer… Cette thèse et moi nous vous devons beaucoup. MERCI !

Hussein MOUZANNAR

Résumé

La justification de la stabilité d'un barrage-poids existant sur une fondation rocheuse nécessite une justification de la stabilité vis-à-vis du glissement à l'interface entre béton et roche. Le comportement au cisaillement de cette interface dépend de l'effort normal appliqué, des déformabilités de la roche et du béton, de la morphologie de la surface rocheuse et éventuellement de la propreté avant le coulage. Dans la littérature, un effet d'échelle a été mis en évidence : les évaluations de la résistance au cisaillement réalisées expérimentalement sur de petites interfaces en laboratoire donnent des valeurs différentes de celles estimées par rétro-analyse sur barrages existants. Le travail de cette thèse porte sur l'évaluation de cet effet d'échelle en tenant compte des facteurs influents, en particulier la morphologie de la surface rocheuse, l'objectif étant d'améliorer l'évaluation de la résistance au cisaillement à la base d'un barrage-poids.

Tout d'abord, des essais de cisaillement directs ont été effectués sur plusieurs éprouvettes d'une même combinaison (granite, traitement contact, béton) de différentes dimensions : à petite échelle sur des carottes habituellement utilisées dans le domaine de l'ingénierie pour évaluer la résistance au cisaillement et à des échelles intermédiaire et métrique sur des éprouvettes parallélépipédiques. Ces essais ont été complétés par des essais de traction directe permettant de caractériser l'adhésion initiale du contact béton-roche. Les résultats ont effectivement permis d'observer une variabilité des mesures de résistance au cisaillement selon l'échelle d'observation. Les essais usuels sur des carottes ont donné les mesures les plus élevées, avec écart-type élevé. A l'échelle métrique, dans le domaine des contraintes normales exercées par les barrages-poids sur leur fondation, les mesures de la résistance au cisaillement de l'interface béton-roche ont indiqué une valeur de cohésion non négligeable. A l'échelle intermédiaire, les valeurs de la résistance se sont réparties en deux groupes correspondant à deux morphologies différentes de la surface rocheuse. Du point de vue de l'effet d'échelle sur la résistance au cisaillement, si on représente les résultats par un critère linéaire, il a été constaté un effet d'échelle positif sur l'angle de frottement (angle de frottement augmentant avec l'échelle) et un effet d'échelle négatif sur la cohésion (cohésion diminuant avec l'échelle).

Un outil de description de la morphologie de la surface rocheuse basé sur une décomposition en fonctions sinusoïdales a été développé. Il a permis de décrire objectivement les caractéristiques de la morphologie de la surface rocheuse propres à chacun des deux groupes identifiés à l'échelle intermédiaire. Le premier groupe de surfaces rocheuses, avec les valeurs de résistance les plus élevées, se caractérise par une géométrie hors plan moyen ayant une longueur d'onde principale de l'ordre de la taille de l'échantillon. Pour le second groupe, où les valeurs de résistance sont plus faibles, la longueur d'onde est comprise entre la moitié et les deux tiers de la taille de l'échantillon.

Suite à ces observations expérimentales, les hypothèses suivantes ont été posées pour effectuer l'analyse des résultats : les essais sur carotte à petite échelle permettent de caractériser la résistance d'une interface béton-roche sans effet de morphologie de surface et l'échelle intermédiaire correspond à la surface élémentaire qui permet de caractériser les principaux effets de la géométrie de cette surface rocheuse sur la résistance. Sur cette base, un modèle 2D aux éléments finis de l'essai de cisaillement direct a été développé sous le logiciel Abaqus. Ce modèle a permis de reproduire le comportement au cisaillement des interfaces béton-roche à l'échelle intermédiaire et donc d'étudier la répartition des contraintes le long de l'interface lors du cisaillement. Ainsi il a pu être identifié que

selon la morphologie, différents mécanismes d'initiation et de propagation de la rupture interviennent localement le long de l'interface et contribuent à moduler sa valeur de résistance globale, observée à l'échelle de l'essai. A l'échelle métrique, une décomposition de la surface en surfaces élémentaires et l'analyse de la morphologie de ces surfaces ont permis de retrouver les valeurs de résistance évaluées expérimentalement.

Mots Clés: Interface béton-roche, Résistance au cisaillement, Effet d’échelle, Echelle métrique, Eléments finis.

Abstract

The shear strength of concrete-rock interface is a key factor to justify the stability of an hydraulic structure foundation. The shear behavior of this interface depends on the applied normal force, the deformability of rock and concrete, the rock surface morphology and the cleanliness of the rock surface before concrete casting. A scale effect was highlighted in the literature: the assessments of shear strength in a laboratory by achieving tests on small interfaces give values different from those estimated by back-analysis on the existing dams. This thesis work aims to assess the scale effect on the shear strength of concrete-rock interface taking into account some related factors, especially the rock surface morphology. The objective is to improve the shear strength assessment at the base of a gravity dam.

Firstly, direct shear tests were performed on several prepared samples having different sizes: at small scale on cored samples usually used in the engineering field to assess the shear strength and at medium and metric scales on parallelepiped samples. To complete these tests, direct tensile tests were achieved to characterize the bonding of the concrete-rock contact. The results allowed a variability of shear strength measurements to be observed according to the observation scale. The usual tests on cored sample gave the highest values with high standard deviation. At metric scale, in the range of normal stresses to which the gravity dam foundation is mostly subjected, the concrete-rock interface shear strength showed a significant cohesion value. At medium scale, the shear strength values are divided into two groups corresponding to two different morphologies of the rock surface. Regarding the scale effect on the shear strength, if the results are fitted in a linear criterion, it was found a positive effect on the friction angle and negative effect on the cohesion.

A descriptive tool based on sinusoidal functions was developed to characterize the rock surface morphology. It allowed to objectively describe the appropriate characteristics of the rock surface morphology for both groups identified at medium scale. The rock surfaces of the first group, which has the highest values of shear strength, are characterized relative to the best fit plane by a geometry having a main wavelength in the order of the sample size. For the second group, which has the lowest values of shear strength, the obtained wavelength is between half and two-thirds of the sample size.

After these experimental observations and in order to accomplish the results analysis, the following assumptions were set: the tests on cored samples at small scale allowed the concrete-rock shear strength to be characterized independently of the rock surface morphology effect and the medium scale corresponds to the elementary surface which allows characterizing the main effects of the rock surface geometry on the interface shear behavior. On this basis, a 2D finite elements model was developed for direct shear test on Abaqus. This model reproduced the shear behavior of the concrete-rock interfaces at medium scale and therefore the stress distribution along the interface during the shearing process was studied. Thus it was identified that, according to surface morphology, different initiation and local failure propagation occur along the interface and contribute to adjust the overall shear strength of the interface. At scale 1, a decomposition of the surface by elementary surfaces and the analysis of the morphology of these surfaces allowed to recover the shear strength values assessed experimentally.

Keywords: Concrete-rock interface, Shear strength, Scale effect, Metric scale, Finite elements.

Table de matières

REMERCIEMENTS ..... **II**

RÉSUMÉ ..... **IV**

ABSTRACT ..... **VI**

INTRODUCTION **1**

1 ETAT DE L'ART SUR LA RESISTANCE AU CISAILLEMENT DE L'INTERFACE BETON-ROCHE **4**

1.1 Généralités sur la justification de la stabilité des barrages-poids vis-à-vis du cisaillement à l'interface béton-roche **4**

1.1.1 Différentes méthodes de justification de la stabilité au glissement à l'interface béton-roche 5

1.1.1.1 Méthode de la résistance au glissement 5

1.1.1.2 Méthode du coefficient de frottement 6

1.1.1.3 Méthode de l'équilibre limite 6

1.1.1.4 Méthode probabiliste de l'analyse de la fiabilité de la structure 7

1.1.2 Pratiques nationales de justification de la stabilité au glissement à l'interface béton-roche 7

1.1.2.1 Pratique canadienne 7

1.1.2.2 Pratique suédoise 8

1.1.2.3 Pratique américaine 8

1.1.2.4 Pratique norvégienne 9

1.1.2.5 Pratique française 9

1.1.3 Discussion et conclusions 10

1.2 Etudes expérimentales antérieures du cisaillement d'une interface béton-roche **11**

1.2.1 Essais au laboratoire 12

1.2.1.1 Lo et al. (1990) 12

1.2.1.2 EPRI (1992) 13

1.2.1.3 Saiang et al. (2005) 13

1.2.1.4 Moradian (2011) 15

1.2.1.5 Gutiérrez (2013) 18

1.2.2 Essais in situ 21

1.2.2.1 Ghosh (2010) 21

1.2.2.2 Barla et al. (2011) 21

1.2.3 Conclusion 23

1.3 Critères de rupture en cisaillement pour l'interface béton-roche **24**

1.3.1 Critère linéaire de Mohr-Coulomb 25

1.3.2 Critère bilinéaire de Patton (1966) 25

1.3.3 Critère mixte de Lo et al. (1990) 26

1.3.4 Critère empirique JRC-JCS de Barton et Choubey (1977) 26

1.3.5 Critère de Maksimovic (1996) 27

1.3.6 Critère tridimensionnel de Grasselli (2001) 28

1.3.7 Conclusion et discussion sur l'application à une interface béton-roche 29

1.4 Effet d'échelle sur la résistance au cisaillement 29
1.4.1 Etude de l'effet d'échelle à l'interface roche-roche 30
1.4.2 Discussion sur l'effet d'échelle à l'interface béton-roche 31

2 ETUDE DE L'INTERFACE BETON-ROCHE : DEFINITION DU PROGRAMME EXPERIMENTAL ET CARACTERISATION DU CONTACT 32

2.1 Principe du programme expérimental 32

2.2 Description de la campagne d'essais 33

2.3 Matériaux du contact 34
2.3.1 Choix des matériaux 34
2.3.1.1 Béton 34
2.3.1.2 Roche 35
2.3.2 Caractérisation des matériaux 37
2.3.2.1 Caractérisation du béton 37
2.3.2.2 Caractérisation du granite 39

2.4 Caractérisation morphologique du contact béton-roche 40
2.4.1 Mesure de la rugosité 41
2.4.1.1 Critères du choix de l'appareil de mesure 41
2.4.1.2 Etat de l'art 41
2.4.1.3 Stéréocorrélation d'images avec projection de franges de lumière texturée 46
2.4.2 Caractérisation quantitative de la morphologie de la surface rocheuse 47
2.4.2.1 Choix du plan de référence 47
2.4.2.2 Paramètres statistiques 48
2.4.2.3 Le paramètre JRC 50
2.4.2.4 Paramètres tridimensionnels de Grasselli 51
2.4.2.5 Autres paramètres de caractérisation de la morphologie de la surface 52
2.4.2.6 Effet de la résolution de mesure sur les paramètres 53
2.4.3 Effet d'échelle sur la morphologie de la surface rocheuse 53
2.4.4 Conclusion 54

2.5 Caractérisation de l'adhésion initiale du contact béton-roche 55
2.5.1 Principe de l'essai de traction directe 55
2.5.2 Préparation de l'interface béton-granite 55
2.5.3 Dispositif d'essai 56
2.5.4 Résultats des essais de traction 57
2.5.5 Effet des caractéristiques du contact béton-roche sur l'adhésion 58
2.5.6 Discussion sur l'adhésion du contact béton-roche 59

2.6 Caractérisation en cisaillement du contact béton-rocher lisse 60
2.6.1 Conditions d'essais et résultats 60
2.6.2 Discussion 61

3 ESSAIS DE CISAILLEMENT D'INTERFACE BETON-ROCHE A DIFFERENTES ECHELLES : METHODOLOGIE 63

3.1 Méthodologie retenue pour les essais de cisaillement direct sur une interface béton-roche 63

3.2 Etude à petite échelle 64
3.2.1 La boîte de cisaillement 3R 64
3.2.2 Préparation des éprouvettes carottées 65

3.3 Etude à l'échelle intermédiaire - 1 66

3.4 Etude à l'échelle intermédiaire - 2 68
3.4.1 La boîte de cisaillement MTS 68
3.4.2 Préparation des éprouvettes 69

3.5 Etude à grande échelle 70
3.5.1 La grande boîte de cisaillement du CEREMA 71
3.5.2 Préparation des éprouvettes 72
3.5.2.1 Digitalisation de la surface rocheuse et qualification du plan moyen 73
3.5.2.2 Préparation de la partie inférieure de l'éprouvette 74
3.5.2.3 Préparation de la partie supérieure de l'éprouvette 77
3.5.3 Instrumentation 79
3.5.3.1 Jauge de déformation 79
3.5.3.2 Fibre optique 82
3.5.3.3 Emission acoustique 85
3.5.3.4 Synchronisation des mesures 87

4 ESSAIS DE CISAILLEMENT D'INTERFACE BETON-ROCHE A DIFFERENTES ECHELLES : RESULTATS 88

4.1 Cisaillement à petite échelle 88
4.1.1 Résultats 88
4.1.2 Analyses 89
4.1.3 Discussion 90

4.2 Cisaillement à l'échelle intermédiaire 1 91
4.2.1 Résultats 91
4.2.2 Discussion 93

4.3 Cisaillement à l'échelle intermédiaire 2 93
4.3.1 Résultats 93
4.3.2 Analyses 95
4.3.3 Discussion 96
4.3.4 Caractérisation des ondulations de la surface rocheuse du contact 101
4.3.4.1 Principe 101
4.3.4.2 Application aux surfaces rocheuses des contacts testés à l'échelle intermédiaire - 2 103
4.3.4.3 Analyse des résultats 105
4.3.4.4 Discussion 106

4.4 Cisaillement à grande échelle 106

4.4.1 Généralités sur la présentation et le traitement des résultats 107
4.4.2 Essai sur l'éprouvette I7 111
4.4.3 Essai sur l'éprouvette I2 118
4.4.4 Essai sur l'éprouvette I9 125
4.4.5 Essai sur l'éprouvette I1 130
4.4.5.1 Premier essai sous $\boldsymbol{\sigma n = 1 MPa}$ 130
4.4.5.2 Second essai sous $\boldsymbol{\sigma n = 0,6 MPa}$ 133
4.4.6 Essai sur l'éprouvette I8 136
4.4.7 Analyse des résultats 143
4.4.8 Discussion 143

4.5 Discussion générale sur l'ensemble de la campagne d'essais de cisaillement 145

5 ETUDE NUMERIQUE DE L'EFFET DE LA MORPHOLOGIE ET METHODE DE PASSAGE DE LA PETITE ECHELLE A LA GRANDE ECHELLE 152

5.1 Géométrie et maillage 152
5.1.1 Géométrie du contact 153
5.1.2 Maillage 154

5.2 Modèle de comportement pour les matériaux 155
5.2.1 Béton et granite 155
5.2.1.1 Modèle de comportement des matériaux fragiles 155
5.2.1.2 Comportement en traction des matériaux fragiles 158
5.2.1.3 Comportement en compression des matériaux fragiles 159
5.2.1.4 Applications aux matériaux fragiles de l'étude 160
5.2.2 Acier 162

5.3 Modèle de comportement pour les contacts 162
5.3.1 Contact béton-roche 162
5.3.1.1 Comportement au cisaillement du modèle 163
5.3.1.2 Identification des paramètres du modèle du contact 164
5.3.2 Contact acier-béton/roche 165

5.4 Chargements et conditions aux limites 165
5.4.1 Chargement normal 165
5.4.2 Chargement tangentiel 166
5.4.3 Conditions aux limites 166

5.5 Résultats 167

5.6 Analyse des résultats 175

5.7 Discussion 177

5.8 Modèle analytique du passage de l'échelle intermédiaire à la grande échelle 178

CONCLUSIONS GÉNÉRALES ET PERSPECTIVES 181

BIBLIOGRAPHIE 186

ANNEXE A : REPERAGE DU PLAN MOYEN DES CAROTTES POUR LES ESSAIS DE CISAILLEMENT DIRECT 195

ANNEXE B : RESULTATS DES ESSAIS DE CISAILLEMENT DIRECT A PETITE ECHELLE SUR LES CAROTTES 198

ANNEXE C : PROCES-VERBAUX DES ESSAIS DE CISAILLEMENT DIRECT A L'ECHELLE INTERMEDIAIRE – 1 206

ANNEXE D : RESULTATS DES ESSAIS DE CISAILLEMENT DIRECT A L'ECHELLE INTERMEDIAIRE - 2 210

ANNEXE E : RESULTATS DES ESSAIS DE CISAILLEMENT DIRECT A GRANDE ECHELLE – INSTRUMENTATIONS 220

Introduction

Un barrage est un ouvrage hydraulique construit en travers d'un cours d'eau pour réguler son débit ou bien pour stocker l'eau pour différents usages : hydroélectricité, contrôle des crues, réserve d'eau potable, régulation des apports d'eau, création d'un plan d'eau…

Le barrage-poids est une structure massive et généralement pleine (Schleiss et Pougatsch 2011), en béton (Figure I- 1), à profil triangulaire et fondée au substratum rocheux (Figure I- 2). Le parement amont est vertical ou légèrement incliné, le parement aval est incliné avec une pente entre 75% et 80%. L'ouvrage est constitué d'une succession de plots entre 10m et 20m de large séparés par des joints. La géométrie de l'ouvrage lui permet de résister par son propre poids au renversement et au glissement sous l'action des forces extérieures.

L'étude de la stabilité d'un barrage-poids consiste à justifier la stabilité vis-à-vis des trois mécanismes suivants:

- stabilité vis-à-vis du glissement : sous l'effet principalement de la poussée de l'eau, le barrage tend à glisser sur sa base, au niveau des discontinuités du massif rocheux de fondation ou le long de surfaces de rupture interne au béton ;
- stabilité vis-à-vis du renversement : sous l'effet principalement de la poussée de l'eau, l'ouvrage tend à basculer vers l'avant (mouvement de rotation autour du pied aval) ;
- stabilité vis-à-vis du poinçonnement : dans le cas des ouvrages sur terrain meuble, les fondations doivent être conçues et dimensionnées pour que l'ouvrage ne s'enfonce pas sous son propre poids.

La justification de la stabilité de ce type de barrage vis-à-vis du glissement doit donc être effectuée au niveau des :

- interfaces béton-béton dans le corps du barrage qui se développent à la faveur d'une zone de faiblesse comme par exemple les différents joints de coulée (joints de bétonnage) ;
- interfaces béton-roche au niveau de la fondation à la base du barrage ;
- interfaces roche-roche qui se situent dans les premiers mètres de roche sous la base du barrage.

Le projet CIBEFHY dans lequel ce travail de thèse s'inscrit, s'intéresse à l'interface entre le béton et la roche (Figure I- 2). En pratique, cette interface doit résister à l'effort de cisaillement appliqué sur celle-ci. Cet effort est la résultante des forces appliquées parallèlement à cette interface. Au niveau international, différentes méthodes sont utilisées pour justifier la stabilité vis-à-vis du glissement de l'interface roche-béton d'un barrage. La plupart des méthodes consiste à évaluer un facteur de sécurité, rapport entre la somme des forces résistantes au cisaillement et la somme des forces appliquées parallèlement à l'interface. En France, les recommandations pour la justification de la stabilité d'un barrage ont été établies par le Comité français des barrages et réservoirs (CFBR).



Figure I- 1 Barrage-poids de Sarrans-France (http://structurae.info/)

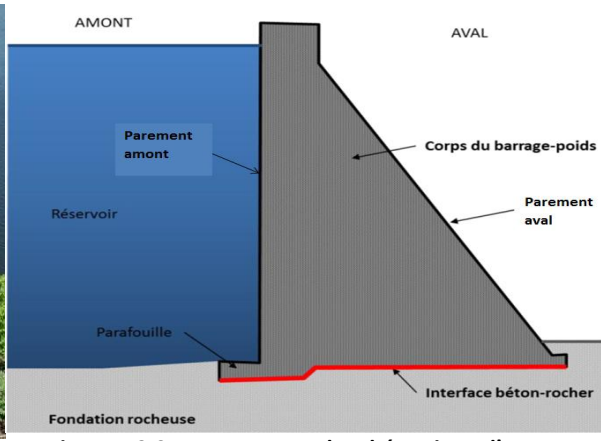


Figure I- 2 Coupe transversale schématique d'un barrage-poids

La résistance mobilisée au niveau de l'interface béton-roche est la résistance au cisaillement dont les paramètres caractéristiques sont habituellement l'angle de frottement (φ) et la cohésion (c) qui sont déterminés par le critère de Coulomb. En France, lors de la justification de la stabilité du barrage-poids contre le glissement au niveau du contact béton-roche, sans information suffisante sur l'interface béton-roche du barrage, cette dernière est caractérisée par un angle de frottement minimal de 45° et une cohésion nulle. Or, les règles de prise en compte de la période de retour des crues ont évolué et en 2011, la nouvelle carte de zonage sismique de la France est entrée en vigueur. La sous-estimation sécuritaire de la résistance au cisaillement conduit au fait que la stabilité des barrages-poids n'est plus nécessairement vérifiée. Il s'avère donc nécessaire d'étudier cette interface pour améliorer l'évaluation de la résistance au cisaillement de l'interface béton-roche.

Par ailleurs, en général, la résistance au cisaillement est évaluée sur la base d'essais de cisaillement en laboratoire sur des éprouvettes de petite dimension. Or, selon le CFBR (2012), les mesures réalisées à petite échelle en laboratoire donnent des valeurs différentes de celles observées à grande échelle :

- l'angle de frottement à grande échelle serait supérieur à l'angle mesuré en laboratoire du fait de la non-prise en compte des irrégularités à l'échelle métrique ;
- la cohésion à grande échelle serait inférieure à la valeur mesurée en laboratoire du fait de la sélection d'éprouvettes béton-rocher intactes.

De plus, la résistance au cisaillement de l'interface béton-roche d'un barrage-poids dépend de plusieurs caractéristiques du contact béton-roche : des matériaux béton et roche, de la morphologie de la surface rocheuse et de l'adhésion entre le béton et la roche. En fait, la surface rocheuse, et en particulier celle constituant la fondation des barrages-poids, n'est jamais un plan : elle présente des irrégularités plus ou moins importantes à toutes les échelles. Le coulage du béton sur la surface rocheuse introduit une adhésion initiale qui pourrait influencer le comportement au cisaillement de l'interface béton-roche.

Par conséquent, une meilleure évaluation de la résistance au cisaillement de l'interface béton-roche nécessite au préalable une meilleure compréhension du comportement de cette interface sollicitée en cisaillement et du rôle des différents facteurs influents. Ce travail de thèse a donc consisté à étudier cette interface en prenant en compte l'effet de la morphologie de la surface rocheuse et de

l'adhésion au contact sur le comportement au cisaillement quasi-statique de l'interface béton-roche et en examinant l'effet d'échelle sur la résistance au cisaillement de l'interface béton-roche.

Dans ce manuscrit, dans le chapitre 1, quelques-unes des pratiques internationales pour justifier la stabilité vis-à-vis du glissement d'un barrage poids sont présentées. Elles indiquent le rôle prépondérant de la résistance au cisaillement de l'interface béton-roche dans ces études mais également les limites des méthodes d'évaluation existantes. Dans la suite, un état de l'art en matière d'études expérimentales antérieures, de modèles de comportement au cisaillement d'une interface et de l'effet d'échelle sur la résistance au cisaillement est établi. Cette étude bibliographique indiquant les carences en matière d'essais de cisaillement d'interface béton-roche à grande échelle avec des conditions d'essais contrôlées, il a été choisi d'effectuer une campagne d'essais de cisaillement à trois échelles différentes (dont une à l'échelle métrique) sur un même contact béton-roche.

Le chapitre 2 décrit ainsi le programme expérimental retenu pour cette étude et le choix des matériaux du contact béton-roche. La caractérisation préalable du contact béton-roche de l'interface est également détaillée: matériaux béton et roche, morphologie de la surface rocheuse et adhésion initiale entre le béton et la roche en traction et en cisaillement.

Le chapitre 3 est consacré à la méthodologie retenue pour les cisaillements des interfaces béton-roche à différentes échelles. Les différents dispositifs de cisaillement utilisés sont présentés et les méthodes de préparation des différentes éprouvettes de cisaillement sont décrites.

Par suite, dans le chapitre 4, les résultats des essais de cisaillements réalisés sur des interfaces béton-roche ayant des surfaces rocheuses naturelles à différentes échelles de l'étude sont détaillés. Ces résultats sont analysés et discutés. Le comportement au cisaillement des interfaces béton-roche est analysé sur la base des informations données par les différentes instrumentations et est comparé à différentes échelles en tenant compte de la morphologie de la surface rocheuse.

Enfin, dans le chapitre 5, un modèle numérique simplifié en 2D sous Abaqus a été développé afin de reproduire les essais de cisaillement à l'échelle intermédiaire. Les résultats expérimentaux à petite échelle, considérés représentatifs de la contribution de la micro-rugosité, ont été utilisés afin d'identifier les paramètres de ce modèle. Les résultats numériques sont présentés, comparés aux résultats expérimentaux et discutés. L'identification de deux comportements distincts en cisaillement à l'échelle intermédiaire et liés à la morphologie de la surface rocheuse, a permis d'établir une méthode d'évaluation de la résistance à plus grande échelle.

1 Etat de l'art sur la résistance au cisaillement de l'interface béton-roche

1.1 Généralités sur la justification de la stabilité des barrages-poids vis-à-vis du cisaillement à l'interface béton-roche

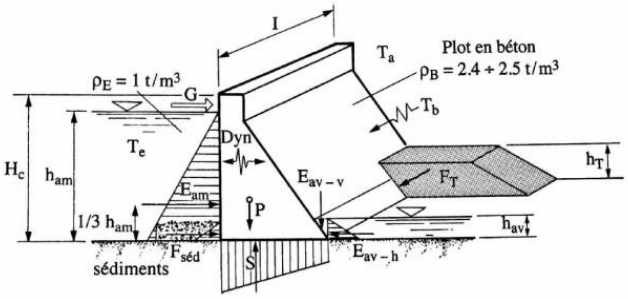
La justification de la stabilité vis-à-vis du glissement à l'interface béton-roche d'un barrage-poids est une des étapes de la conception d'un barrage-poids. Elle nécessite la connaissance des actions sur le barrage et leurs combinaisons possibles, ainsi que les résistances mobilisées à l'interface. Selon CFBR (2012), les actions sont divisées en trois catégories:

- les actions permanentes comme le poids propre de la structure ;
- les actions variables comme le niveau de remplissage de l'eau ;
- les actions exceptionnelles.

Schleiss et Pougatsch (2011) ont détaillé les actions possibles pour ces trois différentes catégories (Tableau 1-1). La Figure 1-1 illustre, en situation, les actions à considérer sur un barrage poids.

Actions permanentes	Actions variables	Actions exceptionnelles
• Poids propre (structure, vannes) • Poussée des terres (remblai) • Forces d'ancrages • En présence permanente de l'eau : ▪ Poussée de l'eau ▪ Sous-pressions ▪ Pressions interstitielles	• Poussée de l'eau • Poussée des sédiments • Sous-pressions • Température du béton • Pressions d'écoulement des eaux de percolation • Pressions interstitielles • Neige • Poussée des glaces • Charges roulantes	• Crue centennale • Séisme • Avalanche • Lave torrentielle • (Chute d'aéronef)

Tableau 1-1 Actions à prendre en compte pour la vérification des barrages d'après Schleiss et Pougatsch (2011)



Répartition des forces et actions à considérer. Légende : P = poids propre ; E_{am} = poussée horizontale de l'eau amont ; E_{av-h} = poussée de l'eau horizontale aval ; E_{av-v} = poussée de l'eau verticale aval ; F_T = poussée des terres ; $F_{séd}$ = poussée des sédiments ; S = sous-pression ; T = effets thermiques ; T_b = température corps du barrage ; T_a = température de l'air ; T_e = température de l'eau ; Dyn = sollicitations dynamiques ; G = poussée de la glace ; H_c = hauteur du barrage sur fondations ; h_{am} = hauteur hydrostatique à l'amont ; h_{av} = hauteur hydrostatique à l'aval ; h_T = hauteur d'un remblai à l'aval.

Figure 1-1 Illustration des actions à considérer sur un barrage poids (Schleiss et Pougatsch 2011)

Des combinaisons de ces actions sont ensuite utilisées pour vérifier la stabilité de l'ouvrage dans les différentes situations de projet. Pour chaque situation de projet, les combinaisons d'actions traduisent les sollicitations auxquelles l'ouvrage pourrait être soumis pendant la durée de la situation. En général, on distingue trois groupes de combinaisons d'actions :

- cas normal : combinaison d'actions qui sollicitent régulièrement le barrage lors de l'exploitation normale de l'ouvrage comme le poids propre et la poussée de l'eau ;
- cas exceptionnel : combinaison d'actions normales auxquelles s'ajoute l'effet d'une avalanche, d'un abaissement rapide du plan d'eau ou de drains bloqués ;
- cas extrême : combinaison avec les actions les plus défavorables comme celles dues à une crue ou un séisme. Ces dernières sont considérées sans simultanéité.

Pour l'étude de la stabilité au glissement des barrages-poids, les différentes combinaisons d'actions sont généralement comparées à la résistance au cisaillement de l'interface béton-roche.

1.1.1 Différentes méthodes de justification de la stabilité au glissement à l'interface béton-roche

Dans cette section, les principes de différentes méthodes utilisées pour évaluer la stabilité au glissement de l'interface béton-roche sont présentés. Ces méthodes demandent de connaître la géométrie du barrage et de définir la surface de rupture potentielle de l'interface béton-roche. Cette surface de rupture est généralement un plan horizontal ou incliné, déterminé selon le niveau de fondation.

1.1.1.1 Méthode de la résistance au glissement

Cette méthode (*Sliding resistance method*) est la plus anciennement utilisée pour justifier la stabilité vis-à-vis du glissement. Elle consiste à calculer un coefficient (μ) qui est le rapport entre les forces parallèles à l'interface ($\sum H$) et les forces normales à l'interface ($\sum V$) :

$$\mu = \frac{\sum H}{\sum V}$$

Notons que l'action des sous-pressions à l'interface est prise en compte dans le calcul de la résultante des forces normales. Ce coefficient correspond en fait à un coefficient de frottement qui doit être inférieur au coefficient de frottement admissible μ_{max}.

1.1.1.2 Méthode du coefficient de frottement

Cette méthode (*shear friction factor)* a pour principe de calculer un coefficient de sécurité qui est le rapport entre les forces parallèles à l'interface qui résistent au glissement de l'interface et les forces parallèles à cette interface qui causent son déplacement (Figure 1-2). La relation de Coulomb est utilisée pour estimer ces forces parallèles à l'interface qui résistent au glissement. Dans le cas d'un plan de rupture incliné, la relation pour le coefficient de sécurité, FS, est :

$$FS = \frac{\mathrm{c.A} + [\sum \mathrm{V}.\cos(\alpha) + \sum \mathrm{H}.\sin(\alpha)].\tan(\varphi)}{\sum \mathrm{H}.\cos(\alpha) - \sum \mathrm{V}.\sin(\alpha)}$$

Avec :

- c et φ, respectivement, la cohésion et l'angle de frottement de l'interface étudiée ;
- A, la surface du contact étudié ;
- α, l'inclinaison du plan de rupture par rapport à l'horizontal.

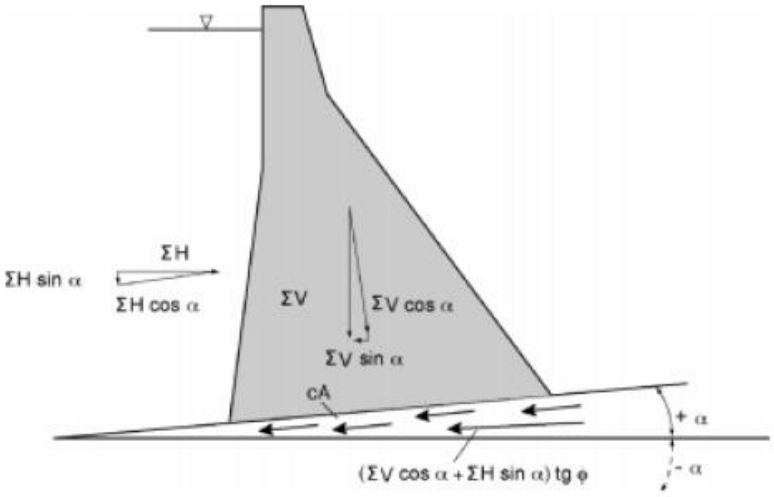


Figure 1-2 Bilan de forces appliquées sur l'interface roche-béton ayant une inclinaison α (Gutiérrez, 2013)

1.1.1.3 Méthode de l'équilibre limite

Cette méthode *(Limit equilibrium method)* définit un facteur de sécurité qui est le rapport entre la résistance au cisaillement de l'interface et la contrainte de cisaillement appliquée sur l'interface :

$$FS = {}^{\tau_p}/_{\tau}$$

Avec τ_p , la résistance au cisaillement de l'interface béton-roche ($\tau_p = c + \sigma_n.tan\varphi$ si le critère de Coulomb est utilisé avec σ_n la contrainte normale appliquée à l'interface) et τ, la contrainte de cisaillement appliquée sur l'interface.

1.1.1.4 *Méthode probabiliste de l'analyse de la fiabilité de la structure*

La plupart des barrages sont conçus en se basant sur les méthodes déterministes citées ci-avant qui s'attachent à évaluer un seul facteur de sécurité par mécanisme d'instabilité étudié. Ces dernières années, des études ont commencé à réfléchir à intégrer la méthode probabiliste de l'analyse de fiabilité (*Reliability based method*) pour évaluer la stabilité d'un barrage (Johansson 2009 ; Westberg Wilde 2010). Le principe de la méthode probabiliste est d'introduire des fonctions d'état limite qui décrivent les modes de rupture de la structure et les répartitions stochastiques des paramètres caractéristiques (fonction de répartition, moyenne et écart-type). Les coefficients sortant du calcul sont :

- l'indice de sécurité défini comme le rapport entre la moyenne et l'écart-type de la fonction d'état limite qui sera comparé à un indice de sécurité admissible ;
- la probabilité de rupture ;
- le facteur de sensibilité qui représente l'importance de chaque paramètre introduit sur la sécurité de la structure.

La différence entre cette méthode et les méthodes traditionnelles déterministes est que ces dernières consistent à évaluer la stabilité de chaque partie de la structure pour chaque mode de rupture et conditions de charge tandis que la méthode probabiliste permet d'évaluer la sécurité du système en entier. Ainsi plusieurs référentiels techniques ont commencé à introduire l'approche probabiliste dans leurs méthodes d'évaluation de la stabilité (ICOLD 2011; USBR 2011; SPANCOLD 2013).

1.1.2 Pratiques nationales de justification de la stabilité au glissement à l'interface béton-roche

Selon les pays, les pratiques de justification de la stabilité au glissement à l'interface béton-roche se différencient par :

- la méthode d'analyse utilisée ;
- la combinaison d'actions choisie ;
- la méthode d'évaluation de la résistance à l'interface.

Les pratiques canadienne, suédoise, américaine et norvégienne sont reprises ci-après (Gutiérrez 2013) ainsi que la pratique française.

1.1.2.1 *Pratique canadienne*

L'association canadienne des barrages (CDA) a révisé en 2007 la pratique canadienne pour justifier la stabilité des barrages en béton. Cette pratique utilise, vis-à-vis du glissement, la méthode de l'équilibre limite pour calculer le facteur de sécurité en s'appuyant sur le critère de Mohr-Coulomb pour évaluer la résistance au cisaillement de l'interface.

La pratique canadienne prend en compte trois types de combinaison d'actions :

- combinaison normale d'actions correspondant aux actions que peut supporter un barrage durant une opération normale (poids propre, pression de l'eau, sous-pressions) ;

- combinaison exceptionnelle d'actions correspondant aux actions qui se produisent peu souvent et peuvent endommager la structure sans empêcher le fonctionnement du barrage (drain bouché) ;
- combinaison extrême d'actions correspondant aux actions qui ont très peu de probabilités de se produire mais qui peuvent endommager la structure de manière à ce qu'elle ne puisse plus fonctionner en sécurité (crue, séisme).

CDA (2007) préconise que l'évaluation de la résistance au cisaillement de l'interface béton-roche prenne en compte le type de matériau des fondations ainsi que les caractéristiques géologiques et géométriques de l'interface (présence d'irrégularités). S'il est difficile de déterminer les paramètres de la résistance au cisaillement par des essais, ils doivent être estimés en utilisant les documentations existantes. De plus, s'il y a un doute sur la qualité de la surface de contact (signes de détérioration, écoulements), la cohésion doit être considérée comme nulle sauf si les données d'essai disponibles confirment l'existence d'une cohésion.

La valeur du facteur de sécurité calculé doit être plus grande qu'une valeur minimale dépendant du type de combinaison d'actions appliquée.

1.1.2.2 Pratique suédoise

La pratique suédoise de dimensionnement des barrages-poids en béton est décrite dans le guide technique RIDAS (Svensk Energi 2008) en version suédoise et qui a été révisé en 2012. Johansson (2009) et Gutiérrez (2013) en ont résumé les recommandations.

Cette pratique évalue la sécurité vis-à-vis du glissement à l'interface béton-roche. Les combinaisons d'actions qui doivent être vérifiées lors de la justification sont :

- combinaison normale d'actions (poids propre, pression de l'eau) ;
- combinaison exceptionnelle d'actions (crue) ;
- combinaison extrême d'actions (séismes).

Le facteur de sécurité est calculé selon la méthode de la résistance au glissement. Par conséquent, la contribution de la cohésion dans la résistance au cisaillement de l'interface n'est pas considérée (c=0). Pour une fondation construite sur une roche de bonne qualité, les valeurs admissibles du coefficient de frottement sont définies dans le Tableau 1-2 selon le type de combinaison d'actions.

Type de combinaison	Combinaison normale d'actions	Combinaison exceptionnelle d'actions	Combinaison extrême d'actions
Coefficient	0,75	0,90	0,95

Tableau 1-2 Coefficient de frottement admissible selon la méthode suédoise pour une fondation sur roche saine (Johansson 2009)

Si la roche n'est pas de bonne qualité, le coefficient de frottement estimé doit être diminué par un coefficient de sécurité selon le cas des combinaisons d'actions.

1.1.2.3 Pratique américaine

Plusieurs pratiques sont utilisées aux Etats-Unis pour justifier la stabilité d'un barrage-poids vis-à-vis du glissement. L'une d'entre elles est celle décrite par FERC (*Federal Energy Regulation Commission*).

La pratique FERC (2002) considère les combinaisons suivantes :

- combinaison normale d'actions (poids propre du barrage, pression de l'eau) ;
- combinaison exceptionnelle d'actions (crue…) ;
- combinaison extrême d'actions (séisme).

La méthode du coefficient de frottement est utilisée pour calculer le facteur de sécurité. Les valeurs caractéristiques de la résistance au cisaillement sont déterminées en laboratoire par des essais de cisaillement directs sur des échantillons prélevés lors de la construction, ou par des essais de cisaillement *in-situ*. FERC (2002) reconnait la présence d'une cohésion due au coulage de béton mais comme il est difficile de connaître la contribution de cette cohésion dans la résistance au cisaillement de l'interface, elle est considérée nulle.

1.1.2.4 Pratique norvégienne

Cette pratique a été établie par le NVE (*Norwegian Water Resources and Energy Directorate*) en 2005. La justification de la stabilité vis-à-vis du glissement d'un barrage en béton est décrite dans le rapport de travail de Master de Gutiérrez (2013).

Cette pratique considère les deux combinaisons d'actions suivantes :

- combinaison normale d'actions correspondant aux actions de conception du barrage (poids-propre, pression de l'eau, pression interstitielle);
- combinaison extrême d'actions correspondant aux actions accidentelles (séisme, crue).

Le facteur de sécurité est estimé selon la méthode du coefficient de frottement. Cette pratique préconise que la contribution de la cohésion de l'interface béton-roche ne doit être prise en compte dans le calcul de la résistance au cisaillement que si la présence de cette cohésion est confirmée par des essais. Ainsi si aucun soin n'a été apporté à la réalisation de l'interface béton-roche, la cohésion est prise égale à zéro.

Selon la méthode, si l'angle de frottement n'est pas déterminé par essai, il est pris égal à :

- 50° si la fondation repose sur une roche dure de rugosité importante ;
- 45° si la fondation repose sur une roche dure de rugosité moins importante et avec clivage ou bien si la fondation repose sur une roche moins dure sans clivage ;
- 40° si la roche est moins dure avec un clivage.

1.1.2.5 Pratique française

En France, le CFBR (2012) recommande de justifier la stabilité vis-à-vis du glissement à l'interface béton-roche par une modélisation à l'état-limite de la résistance à l'effort tranchant de l'interface. Cet état-limite doit être justifié pour les combinaisons d'actions suivantes :

- combinaison normale d'actions correspondant aux actions permanentes (poids propre, actions de l'eau) ;
- combinaison exceptionnelle d'actions correspondant aux actions rares à se produire (retenue vide, action de la glace, crue) ;
- combinaison extrême correspondant aux actions accidentelles (séisme, crue).

Des coefficients partiels sont appliqués et diffèrent selon la combinaison.

Selon cette pratique, le facteur de sécurité est calculé en considérant les forces agissant sur une section de longueur L' et de largeur unitaire :

$$FS = \frac{c_k/\gamma_{mc} \,.\, L' + N' . (tan\varphi)_k/\gamma_{mtan\varphi}}{T}$$

Avec :

- c_k et $(tan\varphi)_k$, les valeurs caractéristiques de la cohésion et du coefficient de frottement interne de l'interface béton-roche ;
- L', la longueur de la section non fissurée étudiée ;
- N'=N-U et T, respectivement, les composantes normale et tangentielle des actions agissant sur la section étudiée ;
- U, la résultante des pressions interstitielles ;
- γ_{mc} et $\gamma_{mtan\varphi}$, les coefficients partiels venant affecter les paramètres de la résistance au cisaillement de l'interface et dépendant de la combinaison d'actions considérée.

Le facteur de sécurité ainsi obtenu doit être plus grand que le facteur « γ_{d1} » qui est un coefficient de modèle de l'état-ultime de résistance à l'effort tranchant et qui dépend également de la combinaison d'actions considérée.

Concernant le plan de rupture où les actions sont appliquées, le CFBR (2012) ne donne aucune recommandation sur la manière pour déterminer ce plan (horizontal ou incliné). En pratique, le plan est déterminé comme le plan de construction de la structure qui est supposé comme le plan moyen de la fondation rocheuse.

D'après le CFBR (2012), pour les barrages anciens mal documentés et en l'absence de reconnaissance, les valeurs caractéristiques proposées pour la résistance de l'interface béton-roche saine présentant de bonne qualité mécanique sont les suivantes :

- coefficient de frottement de l'interface béton-roche, $(tan\varphi)_k$= 1 pouvant atteindre des valeurs de $(tan\varphi)_k$= 1,2 à 1,4 ;
- cohésion de l'interface béton-roche, c_k < 100kPa. L'assurance d'un soin particulier sur la qualité du fond de fouille peut autoriser à considérer des valeurs de l'ordre de 300kPa.

1.1.3 Discussion et conclusions

La justification de la stabilité vis-à-vis du glissement à l'interface béton-roche repose sur les combinaisons de charges appliquées et généralement sur l'évaluation de la résistance au cisaillement de cette interface. Or si les charges appliquées sont connues, les valeurs caractéristiques de la résistance au cisaillement sont difficiles à obtenir. C'est pourquoi les pratiques nationales présentées ont toutes recours à une estimation sécuritaire de la résistance au cisaillement de l'interface béton-roche. En particulier, la cohésion est souvent considérée nulle.

D'un autre côté, une seule valeur de la résistance au cisaillement est considérée pour toute la surface. Les pratiques nationales considèrent donc que la résistance au cisaillement de l'interface béton-roche est homogène sur la surface entière du contact. Or, selon Westberg Wilde et Johansson

(2013), il existe une variation spatiale de l'adhésion entre le béton et la roche du fait de la variation de la propreté de la surface rocheuse avant le coulage du béton, de la qualité locale de la roche et de la circulation d'eau au contact. Cette possible variation spatiale de l'adhésion introduit des zones de faiblesses où la rupture peut préférentiellement s'initier et donc se développer selon un mécanisme progressif.

De plus, la résistance au cisaillement est supposée mobilisée simultanément sur toute la surface au moment de la rupture. Selon Krounis et al. (2015), cette hypothèse conduit à surestimer, de manière significative, la résistance au cisaillement effective de l'interface.

Enfin, aucune recommandation n'est fournie sur la méthode de détermination du plan de rupture et sur la précision de l'inclinaison de ce plan dans le cas où la fondation rocheuse est inclinée.

En conclusion, si on veut améliorer la prise en compte de la résistance au cisaillement effective à l'interface béton-roche dans la vérification à la stabilité du barrage-poids, le comportement à l'interface béton-roche doit être étudié et compris dans son ensemble.

1.2 Etudes expérimentales antérieures du cisaillement d'une interface béton-roche

L'étude expérimentale du comportement au cisaillement d'une interface béton-roche se base, généralement, sur des essais de cisaillement direct. Le principe de l'essai est le suivant : un effort normal est appliqué sur une éprouvette posée dans une boîte de cisaillement formée de deux demi-boîtes, une fixe et une autre mobile. Un déplacement horizontal est appliqué en imposant une vitesse constante sur la demi-boîte mobile: ce déplacement permet de reproduire un effort de cisaillement à l'interface entre les deux demi-boîtes (Figure 1-3).

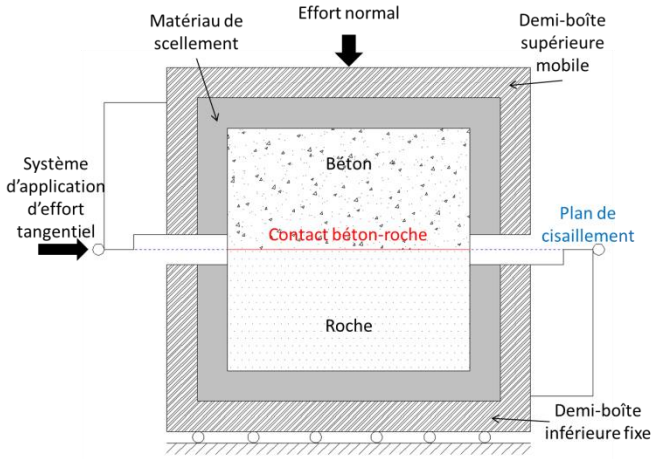


Figure 1-3 Dispositif d'un essai de cisaillement direct

Il existe trois types d'essais de cisaillement direct qui différent selon la manière d'appliquer l'effort normal :

- force normale constante (FNC) ;
- contrainte normale constante (CNC) ;
- rigidité normale constante (KNC).

Plusieurs auteurs (Flamand 2000 ; Grasselli 2001 ; Fardin 2003 ; Johansson 2009) ont tenté d'étudier le comportement au cisaillement d'une discontinuité rocheuse (interface roche-roche) en se basant sur des essais de cisaillement direct. Il a été ainsi démontré que le comportement au cisaillement de la discontinuité rocheuse dépend de la valeur de contrainte normale appliquée durant l'essai et de la rugosité à l'interface. Des auteurs ont montré par ailleurs que les résultats obtenus lors de l'essai de cisaillement direct sont influencés par :

- la vitesse de cisaillement appliquée (Crawford et Currant 1981 ; Armand 2000) ;
- l'inclinaison du plan de cisaillement dans la boîte par rapport au plan moyen de l'interface (Armand 2000).

Pour étudier le comportement au cisaillement de l'interface béton-roche, généralement, des essais de cisaillement direct ont été réalisés, au laboratoire ou *in-situ.* Parfois comme dans le cas de Lo et al. (1990), la résistance au cisaillement de l'interface béton-roche est évaluée en effectuant des essais triaxiaux. Des essais de traction directe ont de plus pu être effectués sur des contacts béton-roche afin d'évaluer la valeur de l'adhésion initiale entre le béton et la roche.

Dans le cadre d'études spécifiques sur des fondations de barrage, des essais ont été réalisés *in-situ*, sur des surfaces rocheuses à proximité de barrages (Ghosh 2010 ; Barla et al. 2011).

Dans la suite, différentes études faites sur des interfaces béton-roche et les résultats obtenus sont présentés.

1.2.1 Essais au laboratoire

Les essais de cisaillement direct au laboratoire sont généralement des essais de petite dimension réalisés dans un laboratoire sur des carottes prélevées d'une interface béton-roche existante ou bien sur des interfaces artificielles reproduites en coulant du béton sur un bloc rocheux préparé pour cette raison.

1.2.1.1 Lo et al. (1990)

Dans le but d'évaluer la stabilité des barrages existants, les interfaces béton-roche de 16 barrages construits dans la période de 1910 à 1975 ont été examinées en prélevant plusieurs carottes. Les carottes prélevées présentent soit des contacts parfaitement liés, soit des contacts partiellement liés, soit des contacts non liés. Les carottes prélevées impliquent différents types de roche. Il n'y a pas d'informations sur le béton ni des caractérisations spécifiques.

Sur les carottes avec des contacts liés, 10 essais triaxiaux en compression et 13 essais triaxiaux en traction ont été réalisés. Les résultats sur la résistance de pic donnent, selon le critère du Mohr-Coulomb, une cohésion de 2,2MPa avec un angle de frottement de 62°. Les résultats ne sont pas très sensibles au type de roche de l'interface béton-roche testée.

De plus 45 essais de traction ont été réalisés. Pour les essais où la rupture de carotte se fait au contact béton-roche, la résistance à la traction est trouvée comprise entre 0,18MPa et 2,62MPa avec une valeur moyenne à 1,08MPa.

Lo et al. (1990) ont trouvé que dans ce domaine de contrainte de confinement faible, les résultats expérimentaux sont cohérents avec le critère en rupture fragile de Griffith (1921) : la cohésion du contact béton-roche obtenue est égale au double de la résistance à la traction de ce contact.

1.2.1.2 EPRI (1992)

Dans les années 1990, pour étudier la stabilité des barrages existants aux Etats Unis, EPRI (*Electric Power Research Institute*) a réalisé des essais de cisaillement direct sur 65 éprouvettes d'interfaces béton-roche issues de 18 barrages construits entre 1912 et 1965 : interfaces béton-roche prélevées directement sur site ou reproduites en laboratoire. Les fondations rocheuses de ces barrages sont constituées de plusieurs types de roche : granite, gneiss granitoïde, calcaire, Phyllites, grès et schiste. Pour chaque type de roche, la courbe enveloppe de Mohr-Coulomb a été tracée. Le Tableau 1-3 résume les résultats obtenus en termes de cohésion et angle de frottement de l'interface béton-roche selon le type de roche testée :

Type de roche	Granite	gneiss granitoïde	Calcaire	Phyllites	Grès	Schiste
Cohésion (MPa)	1,26	1,30	1,92	1,65	1,80	0,12
Angle de frottement	54°	57°	68°	62°	65°	60°

Tableau 1-3 Valeurs moyennes des essais de cisaillement sur des interfaces béton-roche (EPRI 1992)

EPRI (1992) ne distingue pas dans ces résultats les essais réalisés sur des carottes prélevées et les essais réalisés sur des interfaces reproduites. Les résultats montrent que les paramètres caractéristiques de la résistance de pic de l'interface béton-roche, selon le critère de Mohr-Coulomb, dépendent du type de roche étudié mais on ne sait pas s'il s'agit à chaque fois du même type de béton.

EPRI (1992) a également réalisé des essais de traction directe sur 23 carottes de diamètre entre 50 et 120mm prélevées sur 5 barrages existants depuis 30 à 80 ans. La moyenne de la résistance à la traction a été calculée égale à 0,8MPa avec des valeurs variant de 0,3 à 1,3MPa. Cette valeur moyenne est plus grande que 50% de la résistance à la traction du béton (1,2MPa). Le contact béton-roche semble donc avoir une résistance à la traction non négligeable même après plusieurs années de construction.

1.2.1.3 Saiang et al. (2005)

Dans le but d'étudier l'interface entre béton projeté et roche, Saiang et al. (2005) ont réalisé des essais de cisaillement direct, des essais de traction et des essais de compression sur des éprouvettes cylindriques. Deux types de roches ont été testés : magnétitite (R_c =130 MPa) et trachyte (R_c = 200 MPa).

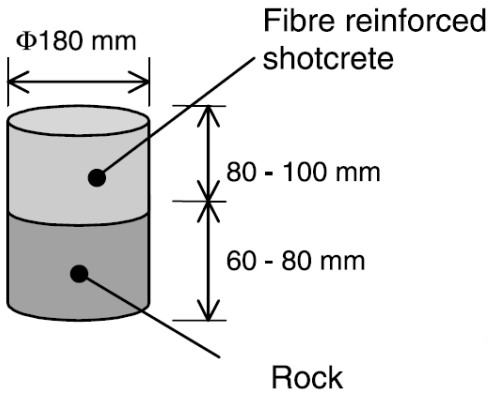


Figure 1-4 Eprouvette pour essai de cisaillement direct (Saiang et al. 2005)

L'étude du comportement au cisaillement de cette interface a été réalisée par des essais de cisaillement direct à force normale constante sur des éprouvettes cylindriques de diamètre 180 mm (Figure 1-4). Deux indices de rugosité naturelle ont été testés : JRC entre 1 et 3 et JRC entre 9 et 13. JRC (*Joint Roughness Coefficient*), le paramètre de rugosité proposé par Barton (1973). Une faible valeur de JRC indique une rugosité moins marquée (§2.4.2.3). Le béton fibré utilisé a une résistance à la compression de 56,3 MPa. La vitesse de cisaillement a été choisie à 0,1 mm/min pour éviter tout déplacement ou rupture incontrôlés. Plusieurs essais ont été effectués sous différentes valeurs de l'effort normal.

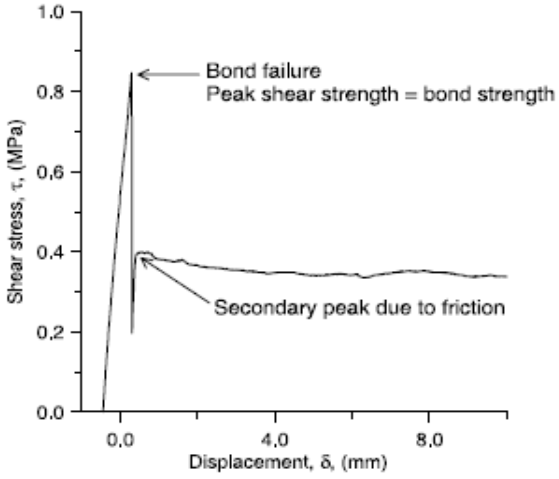


Figure 1-5 Comportement-type au cisaillement de l'interface béton-roche liée sous σ_n<1 MPa (Saiang et al. 2005)

La Figure 1-5 montre la courbe-type de l'évolution de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement tangentiel durant l'essai sous une contrainte normale de 1MPa. Deux phases durant l'essai sont détectées. La première correspond à un pic de contrainte atteint brusquement après un faible déplacement horizontal. Selon Saiang et al (2005), la valeur de la résistance de pic correspondrait à la valeur de la cohésion résultante de l'adhésion entre béton et roche. Après ce pic, la contrainte de cisaillement diminue brusquement (rupture fragile) puis un autre pic moins important est identifié. Ce pic correspondrait à la deuxième phase due au cisaillement des aspérités de l'interface non liée après la rupture de l'adhésion. Après cette deuxième phase, la résistance résiduelle est atteinte.

Les résultats montrent que sous une contrainte normale inférieure ou égale à 1MPa, la résistance de pic de l'interface parfaitement liée est fortement influencée par l'adhésion du contact, indépendamment de la valeur de l'effort normal appliqué.
Pour une interface parfaitement liée soumise à une contrainte normale supérieure à 1MPa ou pour une interface présentant une adhésion faible, la Figure 1-6 montre la courbe-type de l'évolution de la contrainte de cisaillement. Cette dernière augmente pour atteindre un pic puis diminue progressivement (phase de radoucissement) pour atteindre la phase résiduelle. Il n'y a pas d'indication montrant une rupture préalable de la cohésion durant le cisaillement : la résistance de pic correspondrait à une combinaison entre l'action de la cohésion et l'action du frottement à l'interface. La cohésion et le frottement de l'interface contribueraient ensemble à la résistance de pic de l'interface qui augmente avec l'effort normal appliqué.

En outre, les auteurs ont montré que, dans les deux cas précédents, la résistance de pic de l'interface augmente avec l'augmentation de l'indice de rugosité.

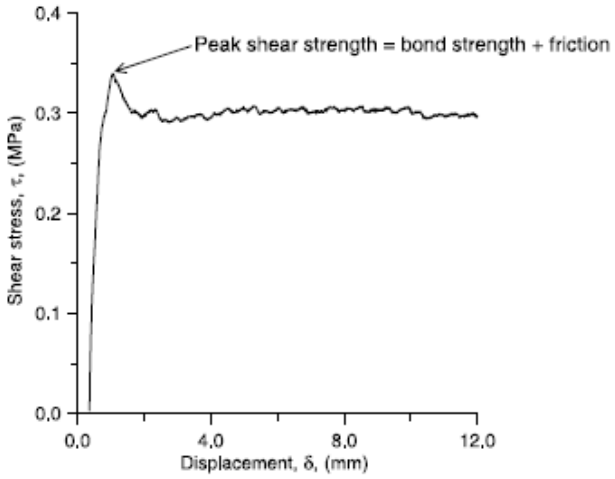


Figure 1-6 Comportement-type au cisaillement de l'interface béton-roche liée sous σ_n >1MPa et de l'interface béton-roche non liée (Saiang et al. 2005)

Enfin, l'observation de l'état de la surface après l'essai de cisaillement montre que :

- pour l'interface béton-magnétitite, le cisaillement se traduit sur la surface rocheuse par l'éclatement et l'écrasement des aspérités ;
- pour l'interface béton-trachyte, la rupture se produit le long du contact.

En effectuant des essais de traction sur des contacts béton-roche liés, la résistance à la traction de ce contact a été évaluée à 0,56 MPa.

1.2.1.4 Moradian (2011)

Dans le cadre de son travail de thèse et afin de tester la capacité de la technique d'émission acoustique pour détecter la rupture et la localiser, Moradian (2011) a étudié le comportement au cisaillement de l'interface béton-roche liée. Des répliques de granite possédant la même distribution de grains et la même rugosité ont été utilisées dans cette étude. Les éprouvettes étaient cylindriques de diamètre 150 mm. La résistance à la compression du béton était de 83 MPa et celle du granite de

179 MPa. Moradian (2011), par des essais de cisaillement direct à force normale constante, a étudié l'influence de l'adhésion de l'interface, de la valeur de la contrainte normale appliquée, du pourcentage de contact lié entre la roche et le béton et de la vitesse du cisaillement, sur le comportement au cisaillement.

Dans un premier temps, plusieurs valeurs d'effort normal ont été appliquées sur des éprouvettes avec des contacts parfaitement liés à 100 % (béton coulé sur toute la surface rocheuse). Les valeurs de l'effort normal ont été choisies pour simuler le comportement de charge d'un barrage. La vitesse de cisaillement était de 0,15 mm/min.

La Figure 1-7 montre la variation de contrainte de cisaillement par rapport aux déplacements horizontaux pour deux contraintes normales différentes, 0,65 MPa et 1,25 MPa. Moradian et al. (2012) a retrouvé les mêmes comportements selon la contrainte normale, que ceux obtenus par Saiang et al. (2005) et les a justifiés de la même manière par les contributions de la cohésion et du frottement des aspérités dans le mécanisme de rupture de l'interface béton-roche.

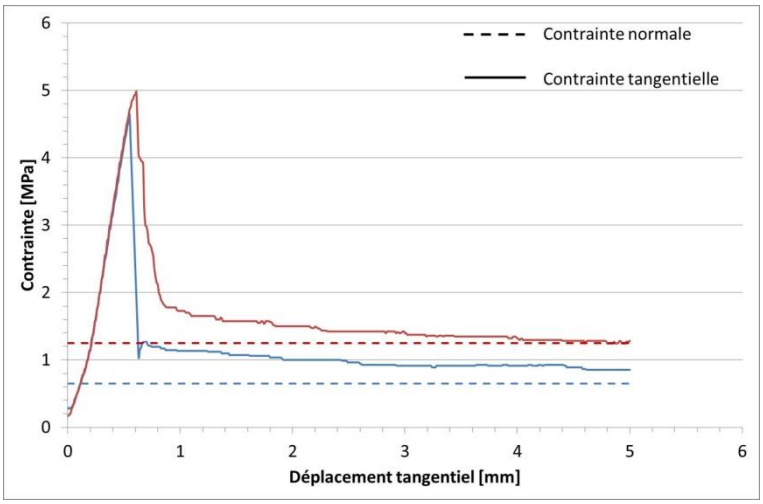


Figure 1-7 Comportement au cisaillement sous deux différentes contraintes normales (adapté de Moradian et al. 2012)

La variation du déplacement normal en fonction du déplacement tangentiel montre une augmentation brusque du déplacement normal au moment du pic (Figure 1-8) ce qui tend à confirmer la rupture brusque de toute la cohésion à cet instant.

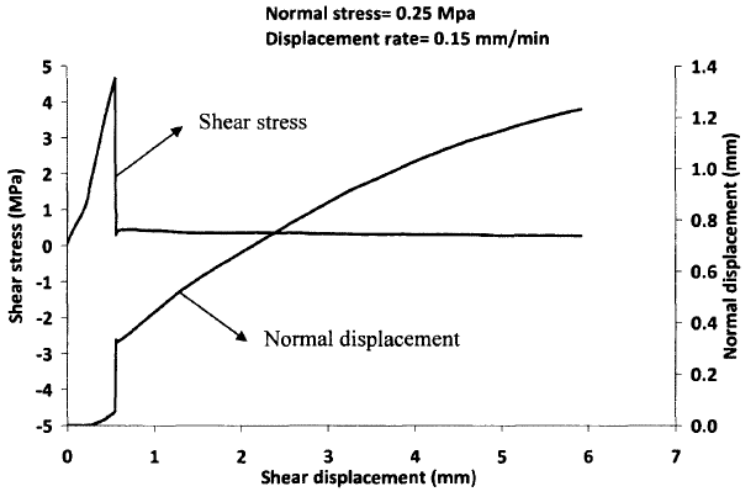


Figure 1-8 Variation-type de la contrainte de cisaillement et du déplacement normal en fonction du déplacement tangentiel durant l'essai de cisaillement direct (Moradian et al. 2012)

Par ailleurs, l'effet du pourcentage de surface liée entre la roche et le béton sur le comportement au cisaillement de l'interface béton-roche a été étudié. Pour cela, une mince couche d'argile a été déposée sur une partie de la surface rocheuse afin d'éviter l'adhésion entre le béton et la roche lors du coulage du béton. La Figure 1-9 montre les parties liées et les parties non liées des différentes éprouvettes testées.

Tous les essais ont été réalisés à une vitesse de cisaillement de 0,15mm/min et sous une contrainte normale de 0,5MPa. Une diminution du pourcentage d'adhésion conduit logiquement à une diminution de la résistance de pic. La rupture fragile observée pour le contact lié à 100% se modifie avec la diminution de ce pourcentage en une rupture avec une diminution progressive de la contrainte tangentielle après le pic : une phase de radoucissement apparaît avec la diminution du pourcentage d'adhésion. Cette observation tend également à confirmer le rôle de l'adhésion initiale sur le mécanisme de rupture fragile à l'interface.

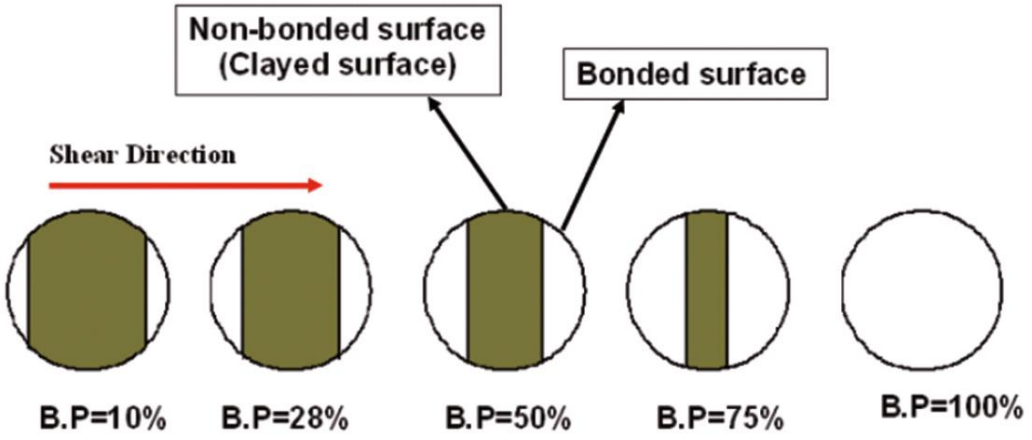


Figure 1-9 Les différents pourcentages de liaison testés par Moradian et al. (2012)

Enfin Moradian (2011) a testé l'influence de la vitesse de cisaillement sur les résultats de l'essai de cisaillement direct sur une interface liée. Il a testé trois vitesses différentes : 0,05, 0,15 et 0,25 mm/min. Tous les essais ont été réalisés sous une contrainte normale de 0,5 MPa. Aucune influence

entre la vitesse de cisaillement et la résistance de pic de l'interface sous ces conditions de cette étude n'a été identifiée.

1.2.1.5 Gutiérrez (2013)

Gutiérrez (2013) a étudié des contacts béton-roche liés et non liés de surface carrée de 240mm x 240 mm. Le béton utilisé avait une résistance à la compression de 62 MPa. La roche testée était du gneiss avec une résistance à la compression de 159 MPa. Les surfaces rocheuses étaient sciées pour former des aspérités artificielles en dents de scie (Figure 1-10) de différentes inclinaisons par rapport à l'horizontale (40°, 20°, 10° et 0°).

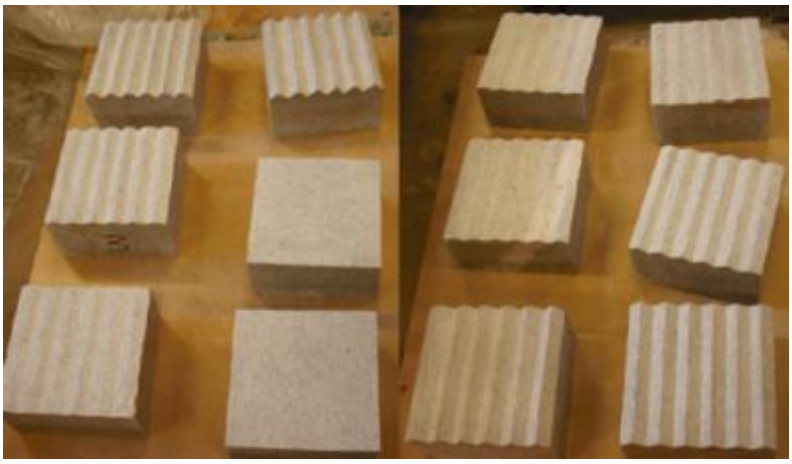


Figure 1-10 Différents blocs rocheux utilisés dans l'étude de Gutiérrez (2013)

Pour former les contacts liés, le béton a été coulé directement sur les blocs rocheux. Pour former les contacts non liés, une pellicule en plastique adhésif a été positionnée sur la surface rocheuse avant le coulage du béton pour éviter la liaison et a été enlevée après le durcissement du béton.

Les éprouvettes préparées ont été classées en quatre catégories selon l'angle d'inclinaison des aspérités. Les éprouvettes de chaque catégorie ont été testées sous trois valeurs différentes de contrainte normale : 1,2 MPa, 2,2 MPa et 3,2 MPa. La vitesse de cisaillement était 0,5mm/min.

Les essais réalisés sur des contacts plats montrent que l'angle de base de l'interface béton-gneiss est $\varphi_b = 30°$: c'est l'angle de frottement pour un contact béton-roche plane.

D'après les résultats sur les contacts non liés (sans adhésion initiale), la résistance de pic augmente, d'une part, avec l'augmentation de la contrainte normale et d'autre part, avec l'augmentation de l'angle d'inclinaison des aspérités.
De plus, en analysant les courbes obtenues et en observant la surface de cisaillement après l'essai, il a été noté que :

- le mode de rupture des interfaces avec une inclinaison importante (40°) est le cisaillement des aspérités quelle que soit la valeur de la contrainte normale appliquée (Figure 1-11) ;



Figure 1-11 Etat de l'interface béton-roche non liée (aspérités à 40°) après essai de cisaillement (Gutiérrez 2013)

- le mode de rupture des interfaces avec une inclinaison faible (10°) est le glissement quelle que soit la valeur de la contrainte normale appliquée (Figure 1-12) ;



Figure 1-12 Etat de l'interface béton-roche non liée (aspérités à 10°) après essai de cisaillement (Gutiérrez 2013)

- le mode de rupture des interfaces avec une inclinaison moyenne (20°) est le glissement si la contrainte normale appliquée est faible et le cisaillement des aspérités si la contrainte normale appliquée est importante.

Enfin, les essais effectués sur des contacts liés montrent que :

- la résistance de pic de l'interface béton-roche liée est plus grande que celle non liée sous les mêmes conditions de test et la rupture de l'interface liée est plus fragile que celle d'une interface non liée tandis que la phase résiduelle est similaire (Figure 1-13) ;
- la résistance de pic de l'interface béton-roche possédant une adhésion initiale augmente également avec l'augmentation de l'angle d'inclinaison des aspérités (Figure 1-14).

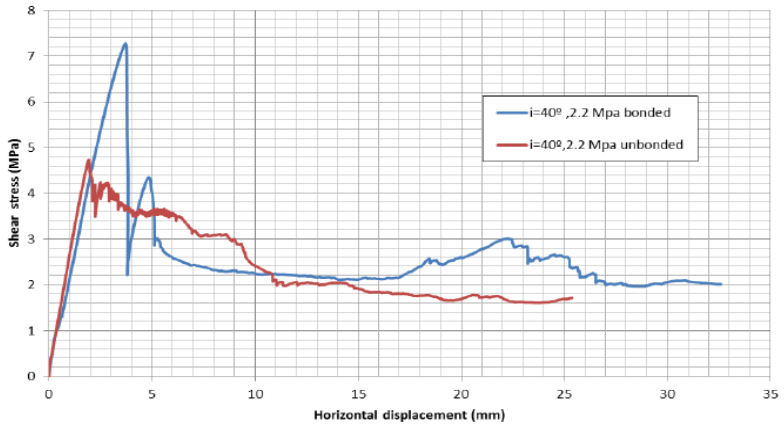


Figure 1-13 Influence de l'adhésion initiale sur le comportement au cisaillement d'une interface béton-roche (Gutiérrez 2013)

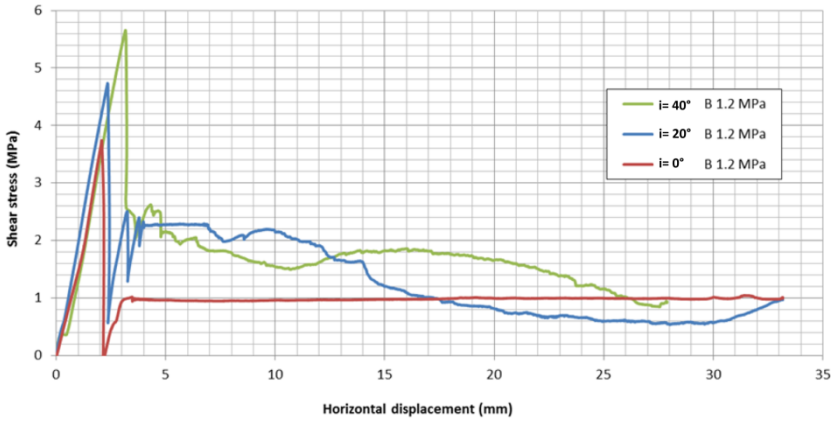


Figure 1-14 Influence de la rugosité sur la résistance de pic d'une interface béton-roche possédant une adhésion initiale (Gutiérrez, 2013)

L'observation de la surface de rupture après l'essai de cisaillement montre que :

- la rupture de l'interface liée possédant une surface rocheuse lisse se fait au contact (Figure 1-15) ;



Figure 1-15 Etat de l'interface béton-roche non liée (surface lisse) après essai de cisaillement (Gutiérrez 2013)

- la rupture de l'interface liée soumise à une contrainte normale faible (1,2MPa) et possédant une inclinaison importante (40°) se fait à l'interface avec l'éclatement des aspérités du béton (Figure 1-16) ;



Figure 1-16 Etat de l'interface béton-roche liée (aspérités à 40° sous σ_n=1,2 MPa) après essai de cisaillement (Gutiérrez 2013)

- la rupture de l'interface liée soumise à une contrainte normale importante (2,2MPa) et possédant une inclinaison importante (40°) commence dans le béton et se termine dans la roche (Figure 1-17).



Figure 1-17 Etat de l'interface béton-roche non liée (aspérités à 40° sous σ_n=2,2 MPa) après essai de cisaillement (Gutiérrez 2013)

En conclusion, la rupture de l'interface liée dépend à la fois de la valeur de l'effort normal appliqué et de la rugosité de la surface rocheuse.

1.2.2 Essais in situ

Les essais réalisés *in-situ* ont été généralement des essais en grande dimension afin de se rapprocher au plus près des conditions réelles. Cela permet ainsi de réduire l'éventuel effet d'échelle sur les résultats obtenus. Cependant, à cause de la difficulté de réaliser un essai *in-situ* et de son coût, le nombre d'essais réalisés *in-situ* sur des interfaces béton-roche est limité. Dans la suite, deux études *in*-situ sont présentées.

1.2.2.1 Ghosh (2010)

Ghosh (2010) a effectué six essais de cisaillement direct *in-situ* sur des interfaces béton-roche. Les éprouvettes ont été préparées à l'aval du barrage *Upper Tunga* en Inde. Six blocs de béton, chacun de dimensions 700mm (l) x 600mm (L) x 600mm (H), ont été coulés directement sur des surfaces rocheuses de schiste. Les six contraintes normales différentes ont été choisies entre 1MPa et 2MPa. Les éprouvettes ont été testées après une période de durcissement du béton de 3 semaines.

En traçant la courbe enveloppe de Mohr-Coulomb, Ghosh (2010) a trouvé que la relation liant la résistance de pic $\tau_p\ (MPa)$ de l'interface à la contrainte normale $\sigma_n\ (MPa)$ est la suivante :

$$\tau_p = 1 + \sigma_n \tan(59°)$$

Donc selon ces conditions des essais, la cohésion de l'interface béton-roche a été trouvée égale à 1 MPa et son angle de frottement à 59°.

1.2.2.2 Barla et al. (2011)

Barla et al. (2011) ont développé un nouveau dispositif de cisaillement direct permettant d'effectuer des essais *in-situ* sur des interfaces béton-roche ayant une surface de cisaillement de 1600mm x 1000mm. Dans le but de tester ce dispositif, un essai *in-situ* a été effectué sur une interface béton-roche. Le béton a été coulé sur place directement sur une surface rocheuse de granite de sorte qu'il forme un bloc de volume 1600mm (l) x 1000mm (L) x 600mm (H). Le béton a été renforcé pour éviter la rupture dans le béton durant le cisaillement. Après le durcissement du béton, le dispositif de cisaillement a été installé comme indiqué sur la Figure 1-18.



Figure 1-18 Le dispositif de cisaillement développé par Barla et al. (2011)

Un essai de cisaillement direct a été effectué en appliquant quatre efforts normaux différents par paliers successifs (*step-wise procedure*) : le plus petit effort normal désiré est appliqué dans un premier temps et la surface est cisaillée jusqu'au pic de résistance puis l'effort normal est augmenté jusqu'à une deuxième valeur et ainsi de suite. Après être arrivé au pic correspondant au plus grand effort normal désiré, l'effort normal est diminué jusqu'à la première valeur appliquée et la même procédure est suivie pour obtenir la résistance résiduelle de l'interface (Figure 1-19-a). Cette procédure permet ainsi de tracer les courbes enveloppes de résistance de pic et résistance résiduelle en étudiant une seule interface. Les quatre contraintes normales appliquées durant cet essai ont été : 0,53 ; 1,03 ; 1,47 et 2,03 MPa.

La Figure 1-19-b montre la variation de l'effort tangentiel durant l'essai en fonction du déplacement horizontal. Elle montre les valeurs des résistances de pic et des résistances résiduelles sous les différents efforts normaux appliqués sur l'interface testée.

Barla et al. (2011) ont utilisé les valeurs de résistance de pic et résistance résiduelle de cette interface pour tracer les courbes enveloppes de Mohr-Coulomb correspondants. Selon la courbe enveloppe de résistance de pic, la cohésion et l'angle de frottement de cette interface sont, respectivement, 0,734 MPa et 32,3°. Ces valeurs sont plus faibles que celles fournies par Ghosh (2010). Cependant on peut noter que la procédure d'essai ne permet pas de prendre en compte le rôle de l'adhésion initiale à chaque palier dans la mesure où elle est peut-être altérée au premier palier.

Barla et al. (2011) ont indiqué que l'indice JRC caractérisant la rugosité de la surface rocheuse cisaillée a diminué après le cisaillement : il était plus grand que 20 avant l'essai de cisaillement et il est passé entre 15 et 20 après le cisaillement de l'interface.

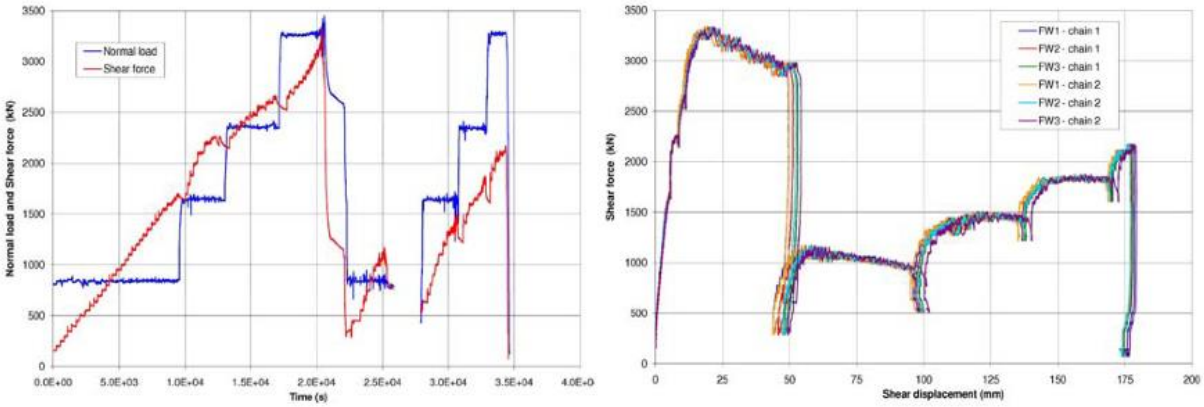


Figure 1-19 Résultat de l'essai de cisaillement in-situ de Barla et al. (2011) : (a) variation de l'effort normal et de l'effort tangentiel par rapport au temps, (b) variation de l'effort tangentiel par rapport au déplacement horizontal

1.2.3 Conclusion

Les études expérimentales réalisées ont permis d'étudier l'influence de plusieurs facteurs sur le comportement au cisaillement de l'interface béton-roche : adhésion initiale, rugosité, effort normal et type de roche.

Lo et al. (1990) ont montré, par des essais triaxiaux et essais de traction directe sur des contacts béton-roche liés, que la cohésion existe et n'est pas négligeable : elle est égale au double de la résistance à la traction du contact béton-roche. Mais les résultats des essais de traction directe montrent une grande variation de la résistance à la traction du contact lié. De plus les caractéristiques du béton des contacts ou le degré de la rugosité de la surface rocheuse ne sont pas considérés.

EPRI (1992) a montré que la résistance de pic de l'interface dépend du type de roche. Cependant selon une représentation classique du critère de rupture par une droite de Mohr-Coulomb, pour la plupart des roches, l'angle de frottement est supérieur à 45° et la cohésion à 1 MPa. Les mesures sur des carottes prélevées à des interfaces béton-roche existantes semblent de plus conduire à un endommagement possible de l'adhésion initiale lors du prélèvement.

Saiang et al. (2005) ont montré que la résistance de pic de l'interface béton-roche dépend de la cohésion et de la rugosité de la surface rocheuse. Par ailleurs, le mécanisme de rupture à l'interface diffère selon le type de roche testé. La partie béton des éprouvettes testées est cependant formée d'un béton fibré de haute résistance qui a des caractéristiques différentes que celles du béton pour un barrage poids.

Moradian (2005) a montré également l'effet de l'adhésion initiale sur la résistance de pic de l'interface béton-roche. Il a montré de plus que les résultats expérimentaux sont indépendants de la vitesse de cisaillement appliquée durant l'essai pour des vitesses appliquées inférieures à 0,25mm/min. Le béton testé était cependant de forte résistance (83 MPa en compression).

Gutiérrez (2013) a montré l'influence combinée de l'adhésion initiale entre le béton et la roche, de l'angle d'inclinaison des aspérités et de la contrainte normale sur le comportement au cisaillement et la rupture de l'interface béton-roche. Ces résultats ont cependant été établis sur des surfaces rocheuses idéalisées (usinage de dents à la scie).

Ghosh (2010) a fait six essais de cisaillement *in-situ* sur des interfaces béton-roche. Il a donné les valeurs de paramètres de cisaillement de cette interface mais il n'a pas pris en compte l'effet de la rugosité sur le cisaillement des interfaces.

Barla et al. (2011) ont étudié expérimentalement *in-situ* une interface béton-roche en effectuant un essai de cisaillement par palier afin d'évaluer les valeurs de paramètres de cisaillement selon le critère du Mohr-Coulomb. Dans cette étude, ils n'ont cependant pas tenu compte de la rupture de l'adhésion initiale du contact. Or la surface se dégrade avec le cisaillement à chaque palier. Ainsi, l'angle de frottement obtenu (φ =32°) paraît faible par rapport aux valeurs données par les autres études.

La résistance de pic de l'interface béton-roche paraît effectivement dépendante de la rugosité de la surface rocheuse, de l'adhésion initiale du contact et des caractéristiques des matériaux de part et d'autre du contact (béton et roche). Mais ces différents facteurs ne sont pas indépendants les uns des autres si bien que leurs effets doivent être étudiés ensemble.

Aucune de ces études n'a considéré un possible effet d'échelle sur la résistance de pic de l'interface béton-roche : les essais ont été réalisés indépendamment sur des éprouvettes de petites dimensions ou sur des éprouvettes de grandes dimensions. La comparaison entre les différents résultats des études citées ci-avant ne permet pas d'aboutir à une étude raisonnable de l'effet d'échelle puisque les caractéristiques des matériaux utilisés sont différentes. De plus, les essais *in-situ* manqueraient de contrôle des conditions d'essai : selon Andjelkovic et al. (2015), l'évaluation de la résistance de pic de l'interface béton-roche lors d'un essai *in-situ* nécessite la connaissance des déformations du massif rocheux.

Enfin, plusieurs facteurs contrôlent l'essai de cisaillement direct dans une boîte de cisaillement tels que la position du plan du contact testé par rapport au plan de cisaillement de la machine, la vitesse de cisaillement et la condition d'application de l'effort normal. La sensibilité du résultat de l'essai à la position du plan du contact n'a pas été considérée.

1.3 Critères de rupture en cisaillement pour l'interface béton-roche

Depuis plusieurs dizaines d'années, les études expérimentales ayant produit de nombreux résultats d'essais de cisaillement direct sur des interfaces roche-roche, ces derniers ont été utilisés pour établir des modèles empiriques de comportement de l'interface roche-roche en cisaillement (Patton 1966 ; Barton et Choubey 1977 ; Grasselli et al. 2001 ; Johansson 2009). Les interfaces étudiées pour établir ces modèles étaient des interfaces roche-roche, les modèles ne tiennent pas compte de l'adhésion initiale. Mais il nous semble qu'aucune étude similaire n'a été faite sur des interfaces béton-roche.

La plupart de ces modèles ne caractérisent que la résistance de pic, τ_p (Patton 1966 ; Barton et Choubey 1977 ; Maksimovic 1966). Il s'agit de critères de rupture. Un seul critère s'appuie sur le modèle qui tente de décrire plus globalement le comportement de l'interface roche-roche durant le cisaillement (Grasselli 2001). Dans la suite, les principaux critères décrivant la résistance de pic de l'interface roche-roche sous une contrainte normale constante sont présentés.

1.3.1 Critère linéaire de Mohr-Coulomb

Il s'agit d'un critère de rupture linéaire (CFMR 2000) basé sur la relation suivante :

$$\tau_p = c + \sigma_n \tan \varphi$$

Avec :

- τ_p , la résistance de pic de l'interface ;
- c, la cohésion à l'interface ;
- σ_n , la contrainte normale à l'interface ;
- φ, l'angle de frottement de l'interface.

Ce critère ne contient pas de paramètre prenant en compte explicitement la rugosité de la surface cisaillée.

Ce critère de rupture est largement utilisé jusqu'à nos jours dans les référentiels techniques nationaux pour estimer la résistance au cisaillement des interfaces béton-roche afin de justifier la stabilité contre glissement des barrages en béton (§1.1.1).

1.3.2 Critère bilinéaire de Patton (1966)

Patton (1966) est l'un des premiers à prendre en considération l'effet de la rugosité sur le comportement en cisaillement de l'interface roche-roche. Après avoir réalisé des essais de cisaillement direct sur des éprouvettes artificielles comportant des irrégularités triangulaires régulières (en dents de scie) de différentes inclinaisons, il a mis en évidence l'influence de la pente des irrégularités, i, sur la résistance de pic des discontinuités artificielles testées. Il a ainsi observé que la courbe de la contrainte tangentielle à la rupture en fonction de la contrainte normale peut être représentée par un critère bilinéaire. Chaque partie de ce critère empirique implique un mode de rupture différent et dépend de la valeur de la contrainte normale appliquée sur l'interface (Figure 1-20). A contrainte normale faible, il y a un chevauchement des irrégularités : les épontes de l'interface glissent l'une sur l'autre. Pour une forte contrainte normale, le glissement relatif des épontes n'est plus possible et les irrégularités sont cisaillées.

σ_t est défini comme la contrainte normale de transition. Il s'agit de la contrainte normale où la dilatance s'annule. Les équations données qui décrivent le critère bilinéaire, sont :

$$\tau_p = \sigma_n \tan(\varphi_b + i) \quad \text{si } \sigma_n < \sigma_t$$

$$\tau_p = c_a + \sigma_n \tan(\varphi_r) \quad \text{si } \sigma_n > \sigma_t$$

Avec :

- φ_b , l'angle de frottement de base ;
- φ_r , l'angle de frottement résiduel de l'interface ;
- i, la pente des irrégularités qui est considérée égale à l'angle de dilatance ;
- c_a, la cohésion apparente de l'interface.

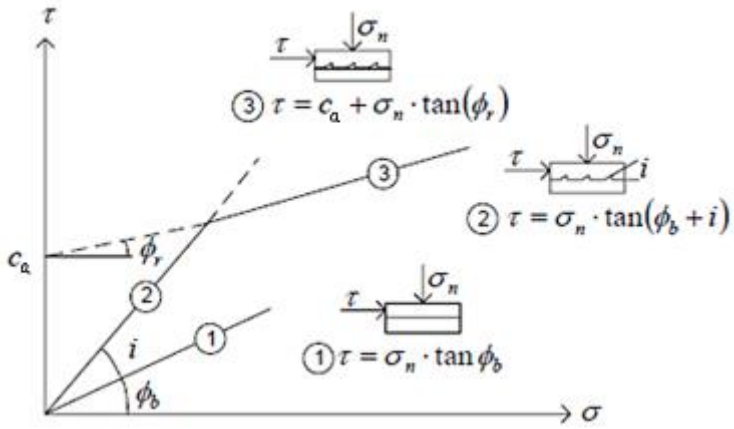


Figure 1-20 Critère bilinéaire de Patton (Patton 1966)

1.3.3 Critère mixte de Lo et al. (1990)

Lo et al. (1990) ont montré, en prélevant des carottes à la fondation de barrages, que les contacts béton-roche de la plupart des barrages testés étaient partiellement liés. Sur la base de ces observations, ils ont suggéré un critère de rupture des interfaces béton-roche qui dérive du critère de rupture de Mohr-Coulomb et Patton :

$$\tau_p = (1 - \gamma) \times (c + \sigma_n \tan \varphi_i) + \gamma \times \sigma_n \tan(\varphi_b + i)$$

Avec :

- γ, le rapport de surface du contact non lié sur la surface totale du contact ;
- c, la cohésion du contact lié ;
- φ_i, l'angle de frottement du contact lié.

1.3.4 Critère empirique JRC-JCS de Barton et Choubey (1977)

Barton et Choubey (1977) ont proposé un critère qui fait intervenir explicitement la rugosité de l'interface roche-roche et la résistance de la roche. Ce critère empirique est basé sur des résultats d'essais de cisaillement effectués sur des discontinuités rocheuses artificielles. L'équation de ce critère est :

$$\tau_p = \sigma_n \tan\left(JRC.log\left({}^{JCS}/_{\sigma_n}\right) + \varphi_b\right)$$

Avec :

- JRC (*Joint Roughness Coefficient*), un paramètre de caractérisation de la rugosité défini par Barton (1973) (§2.4.2.3) ;
- JCS (*Joint compression strength*), un paramètre dépendant de la résistance en compression de la roche.

Le coefficient JCS est égal à la résistance en compression uniaxiale de la roche quand la surface des épontes n'est pas altérée, et est mesuré par l'essai au marteau Schmidt si la surface des épontes est altérée.

De plus, Barton et Bandis (1982) ont introduit l'effet du changement de longueur du profil sur les deux paramètres JRC et JCS :

$$JRC_n = JRC_0 \left(\frac{L_n}{L_0}\right)^{-0.02JRC_0}$$

$$JCS_n = JCS_0 \left(\frac{L_n}{L_0}\right)^{-0.03JRC_0}$$

Avec JRC_0, JCS_0 et L_0 (L = longueur du profil), les valeurs pour un profil de longueur 100mm ; et JRC_n, JCS_n et L_n, les valeurs pour un profil de longueur supérieure à 100mm.

Malgré la difficulté pour déterminer JRC et JCS et l'imprécision due à la subjectivité de cette détermination, ce critère très opérationnel est très utilisé tant en ingénierie qu'en recherche.

Enfin, le critère JRC-JCS de Barton et Choubey (1977) ne prend pas en compte l'emboîtement entre les deux épontes d'une discontinuité rocheuse. Zhao (1997) a fait évoluer ce critère en introduisant le paramètre d'emboîtement, JMC (*Joint Matching Coefficient*) :

$$\tau_p = \sigma_n \tan[JRC.JMC.log(JCS/\sigma_n) + \varphi_b]$$

Le paramètre JMC varie de 0 à 1 : l'emboîtement est de moins en moins parfait quand la valeur tend vers 0. La valeur de 1 signifie un emboîtement parfait.

1.3.5 Critère de Maksimovic (1996)

Maksimovic (1996) a proposé un critère de rupture non-linéaire d'une discontinuité sollicitée en cisaillement. Il reprend l'idée de Barton (1973) selon laquelle l'expression liant la résistance de pic et la contrainte normale est la suivante :

$$\tau_p = \sigma_n \tan(\varphi_b + d_n + s_n)$$

Avec :

- d_n, l'angle de dilatance au pic ;
- s_n, un facteur tenant compte du taux de rupture des aspérités.

Maksimovic (1996) a proposé que l'angle de frottement total de la résistance de pic soit décrit par une fonction hyperbolique :

$$\varphi = \varphi_b + \Delta\varphi/(1 + \sigma_n/p_n)$$

La résistance de pic s'exprime alors de la façon suivante :

$$\tau_p = \sigma_n \tan(\varphi_b + \Delta\varphi/(1 + \sigma_n/p_n))$$

Avec :

- $\Delta\varphi$ (*Joint Roughness angle*), l'angle de dilatance pour une contrainte normale nulle à l'interface ;

- p_n (*median angle pressure)*, est la contrainte normale à laquelle l'angle de dilatance est égal à la moitié de $\Delta\varphi$.

En comparant son modèle avec le critère de Barton et Choubey (1977), il a trouvé, sous une contrainte normale faible $\sigma_n < 0{,}3 * JCS$, que ces paramètres peuvent s'exprimer en fonction de JRC et JCS :

$$\Delta\varphi \approx 2 * JRC \; et \; p_n \approx 0{,}1 * JCS$$

1.3.6 Critère tridimensionnel de Grasselli (2001)

Contrairement à tous les critères cités ci-avant qui se basent sur des paramètres de caractérisation de la morphologie de surface en 2D, Grasselli (2001) a introduit un critère basé sur des caractéristiques en 3D du contact étudié.

L'auteur s'est basé sur des études expérimentales et sur des paramètres tridimensionnels de caractérisation de la morphologie de la surface rocheuse (§2.4.2.4). La détermination de ces paramètres est basée sur l'hypothèse que seules les surfaces des irrégularités qui font face à la direction de cisaillement et ont une pente θ^* plus grand qu'une pente-limite $\theta_{cr,}$ résistent au cisaillement de l'interface. Les surfaces des irrégularités qui ont une pente égale à θ_{cr}, sont seulement en contact et ne contribuent pas à la résistance de pic. La résistance de pic de cette interface est alors donnée par la relation suivante :

$$\tau_p = \sigma_n \tan\left[\varphi_b + \left(\frac{\theta^*_{max}}{C}\right)^{1{,}18cos\alpha}\right] \times \left[1 + e^{-\left(\theta^*_{max}/9A_0C\right)\left(\sigma_n/\sigma_t\right)}\right]$$

Avec :

- θ^*_{max}, l'angle d'inclinaison apparent maximal des irrégularités ;
- A_0, le rapport entre la somme des surfaces des irrégularités ayant un θ^* positif et la somme des surfaces de toutes les irrégularités ;
- C, le paramètre de rugosité empirique calculé par Grasselli ;
- σ_t, la résistance à la traction de la roche ;
- α, l'angle formé entre le plan de schistosité s'il existe (sinon α=0°) et la normale au plan de la discontinuité étudiée.

Xia et al. (2013) ont montré que le critère de Grasselli (2001) présente les limitations suivantes :

- pour une surface plane ($\theta^*_{max} = 0$), ce critère donne une résistance de pic $\tau_p = 2 * \sigma_n \tan(\varphi_b)$ ce qui n'est pas cohérent avec le critère de Mohr-Coulomb (§1.3.1) ;
- le paramètre θ^*_{max}/C n'a pas de signification physique claire ;
- le paramètre C ne peut pas être égal à zéro dans le critère de Grasselli (2001) mais Tatone et Grasselli (2009) ont indiqué que C=0 pour une surface en dents de scie.

Xia et al. (2013) ont alors modifié le critère de Grasselli (2001) sur la base des mêmes paramètres décrivant la rugosité :

$$\tau_p = \sigma_n \tan\left\{\varphi_b + \frac{4A_0\theta^*_{max}}{C+1}\left[1 + e^{\left(-\frac{1}{9A_0}\cdot\frac{\theta^*_{max}}{C+1}\cdot\frac{\sigma_n}{\sigma_t}\right)}\right]\right\}$$

1.3.7 Conclusion et discussion sur l'application à une interface béton-roche

Parmi les critères cités, le critère de Mohr-Coulomb prend en compte la présence éventuelle d'une cohésion initiale. Mais il ne prend pas en compte explicitement l'influence de la rugosité de la surface rocheuse.

Le critère de Patton (1966) est plus explicite puisqu'il prend en compte les deux phénomènes que sont le glissement et la rupture en cisaillement des irrégularités. Mais il ne considère pas une adhésion initiale et il n'est pas adapté pour étudier le comportement d'interfaces possédant des irrégularités naturelles.

Le critère de Barton et Choubey (1977) prend en compte à la fois la rugosité de la surface rocheuse et la résistance de la matrice rocheuse. La notion d'effet d'échelle est introduite dans la détermination des deux paramètres JRC et JCS. Mais il reste difficile d'évaluer objectivement JRC et précisément JCS. D'autre part, le critère ne prend pas en compte la présence d'une adhésion initiale. Le critère de Zhao (1997) est un développement du critère de Barton mais il présente les mêmes limitations. Il est également difficile de déterminer le paramètre JMC.

Le critère de Maksimovic (1996) développe la notion d'enveloppe non-linéaire de rupture, mais les paramètres définis sont difficiles à obtenir. Il ne prend pas non plus en compte la présence d'une adhésion initiale.

Le critère de Grasselli (2001) est l'un des premiers critères qui prennent en compte des paramètres tridimensionnels pour caractériser la rugosité de la surface rocheuse, mais il ne prend pas en compte la présence d'une adhésion initiale. L'auteur a par ailleurs montré que les paramètres du critère dépendent de la dimension de la surface d'observation et de la résolution de mesure.

Malgré toutes les études faites, aucune étude ne tient compte à la fois de la présence d'une adhésion initiale et de l'effet de la rugosité réelle de la surface. De plus, toutes les études sont faites sur des interfaces roche-roche c'est-à-dire des interfaces constituées du même matériau sur les deux épontes. Ce n'est pas le cas pour l'interface roche-béton qui se distingue par une différence de rigidité entre les deux épontes et une adhésion initiale due au coulage du béton sur la surface rocheuse.

1.4 Effet d'échelle sur la résistance au cisaillement

La résistance au cisaillement d'une interface béton-roche est déterminée par des essais de cisaillement direct en laboratoire sur des éprouvettes de dimension limitée. Mais les résultats semblent soumis à un effet d'échelle ce qui rend difficile l'extrapolation à l'échelle d'un plot de barrage, des mesures faites sur des éprouvettes en laboratoire (CFBR 2012).

1.4.1 Etude de l'effet d'échelle à l'interface roche-roche

L'effet d'échelle est un sujet de recherche dans le domaine global de la mécanique des roches. Jusqu'à maintenant, la plupart des études de l'effet d'échelle ont été faites sur des interfaces roche-roche dans le cadre de l'étude des discontinuités au sein d'un massif rocheux.

Bandis et al. (1981) ont étudié expérimentalement l'effet de la taille des surfaces sur des répliques en plâtre des deux épontes d'une discontinuité rocheuse (de longueur allant de 60mm à 360mm dans la direction du cisaillement). Les petites surfaces étudiées sont issues de la réplique d'une même grande surface rocheuse. Les surfaces sont toutes cisaillées suivant la même direction et le même plan. En effectuant des essais de cisaillement direct à contrainte normale constante correspondant à σ_n = 1MPa sur roche naturelle selon la loi de similitude, et à une vitesse de cisaillement de 0,45mm/min, il a été trouvé que le déplacement tangentiel au pic augmente avec l'augmentation de surface tandis que la résistance de pic et l'angle de dilatance au pic diminuent avec l'augmentation de surface. De plus, le comportement de courbe pré-pic change du comportement élastique au comportement plastique avec l'augmentation de la surface cisaillée (Figure 1-21). Enfin, il a été trouvé qu'il n'y a pas effet d'échelle pour une surface cisaillée plane.

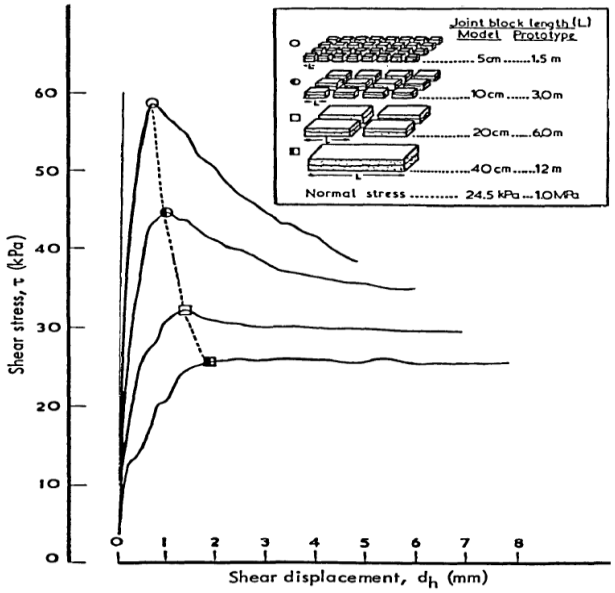


Figure 1-21 Evolution de la contrainte de cisaillement avec le déplacement tangentiel pour des éprouvettes à différentes échelles (Bandis 1980)

Hencher et al. (1993) ont mené une étude expérimentale dans les mêmes conditions d'essai que Bandis et al. (1981) : répliques en plâtre d'une discontinuité rocheuse, petites surfaces découpées à partir d'une même réplique, mêmes contraintes normales appliquées et même vitesse de cisaillement de 0,45mm/min. Ils ont trouvé le même résultat pour le déplacement tangentiel au pic, mais pour la résistance de pic, ils n'ont pas trouvé de dépendance avec l'échelle. Ils ont attribué cela à un problème dans la fabrication des répliques : les répliques sont friables et présentent une forte porosité par rapport à celle du matériau utilisé par Bandis et al. (1981).

Ohnishi et al. (1995) ont également étudié le comportement au cisaillement sur des répliques en mortier de ciment de différentes tailles de surfaces rocheuses de granite, de surfaces artificielles possédant une rugosité régulière (irrégularités triangulaires en dent de scie) et de surfaces planes. Le mortier a été choisi de sorte que ses propriétés mécaniques soient les plus proches possible de celles

du granite. L'étude se base sur des essais de cisaillement direct à rigidité constante avec une vitesse de cisaillement de 1mm/min et une gamme de contrainte normale (σ_n = 0,26MPa à 2,04MPa : il n'est pas précisé si les valeurs ont été corrigées par la loi de similitude). Les surfaces étudiées variaient entre 10^4 et 10^5 mm². Ils ont trouvé que, pour une même surface de granite, la résistance de pic diminue avec l'augmentation de la surface tandis que, pour des surfaces régulièrement indentées et planes, il n'y a pas d'effet d'échelle sur le comportement au cisaillement.

Castelli et al. (2001) ont fait 36 essais de cisaillement direct à trois contraintes normales différentes (σ_n = 0,75 ; 1,5 et 3 MPa : il n'est pas précisé si les valeurs ont été corrigées par la loi de similitude), sur des répliques en mortier d'une surface de gneiss. Les deux surfaces étudiées sont de dimensions 100mm x 100mm et 200mm x 200mm. Les surfaces étudiées sont issues d'une même réplique d'une grande surface rocheuse de dimensions 600mm x 600mm. Les surfaces ont été cisaillées suivant la même direction et le même plan. La vitesse de cisaillement étant de 0,6mm/min, ils ont trouvé que le déplacement tangentiel au pic augmente avec l'augmentation de la surface cisaillée tandis que la résistance de pic diminue, et que, pour une contrainte normale de 3MPa, il n'y a pas d'effet d'échelle.

Fardin et al. (2003) ont testé des répliques en béton d'une discontinuité rocheuse. Deux répliques en gomme de silicone d'une fracture naturelle, de dimension 250mm x 250mm, ont été utilisées pour produire les répliques en béton haute résistance de dimensions : 45mm x 45mm, 99mm x 99mm, 149mm x 149 mm et 194mm x 194mm. Les essais de cisaillement ont été effectués à contrainte normale constante (σ_n = 1 ; 2 ; 5,5 et 10MPa : il n'est pas précisé si les valeurs ont été corrigées par la loi de similitude) et à la vitesse de cisaillement de 1mm/min. Ils ont trouvé que la résistance de pic diminue avec l'augmentation de la taille de la surface testée.

1.4.2 Discussion sur l'effet d'échelle à l'interface béton-roche

Il a été montré expérimentalement que la résistance et le comportement au cisaillement de l'interface roche-roche dépendent de l'échelle d'étude : l'angle de dilatance et la résistance de pic sont dépendants de l'échelle d'observation.

Les résultats donnés quant à l'effet d'échelle sur la résistance de pic d'une interface roche-roche dépendent du type de rugosité de surface (rugosités naturelle ou artificielle, ou surface plane) et de la contrainte normale appliquée. On peut également se demander si le type de roche, les conditions d'essai (à contrainte normale constante ou rigidité normale constante, vitesse de cisaillement, plan cisaillé) pourraient également influencer l'observation de l'effet d'échelle. Enfin ces résultats donnés en matière d'effet du changement d'échelle sur la résistance de pic à l'interface sont à considérer au regard du cas particulier de l'interface béton-roche. Cette dernière est formée de deux matériaux de rigidité différente et possède une adhésion initiale entre le béton et la roche. De plus, les études sur l'effet d'échelle sur la résistance au cisaillement se sont limitées à des surfaces petites par rapport aux dimensions d'un plot de barrage. Dans ce projet de recherche, nous nous sommes donc attachés à définir une étude qui offre la possibilité de tester de grandes interfaces béton-roche en cisaillement.

2 Etude de l'interface béton-roche : définition du programme expérimental et caractérisation du contact

2.1 Principe du programme expérimental

Les travaux antérieurs présentés dans le chapitre précédent soulignent la complexité des phénomènes qui pourraient contribuer à la résistance au cisaillement d'une interface béton-roche. Une meilleure évaluation de cette résistance, pour affiner les études de la stabilité vis-à-vis du glissement de la fondation d'un barrage, nécessite une meilleure compréhension du comportement d'une interface béton-roche sollicitée en cisaillement. Cette étude du comportement au cisaillement, au vu des conclusions de l'étude bibliographique sur le sujet, doit tenir compte de :

- la contrainte normale appliquée au niveau de l'interface ;
- l'adhésion initiale entre le béton et la roche ;
- le type de béton et le type de roche ;
- la morphologie de la surface rocheuse ;
- la taille de l'échantillon d'interface étudié.

Il a donc été décidé de réaliser une campagne d'essais en laboratoire sur des interfaces béton-roche visant à :

- reproduire les conditions réelles de la fondation rocheuse d'un barrage : choix de blocs rocheux présentant une surface de rupture naturelle, choix de la formulation du béton proche de celle du béton de barrages existants, préparation des surfaces rocheuses avant le coulage du béton, choix de la contrainte normale appliquée lors de l'essai de cisaillement pour reproduire celle générée par le barrage à sa base ;
- maîtriser les conditions de réalisation des essais de cisaillement direct au laboratoire afin de reproduire de manière la plus réaliste possible la sollicitation en cisaillement à la base des barrages-poids et de pouvoir l'analyser par la mise en place d'une instrumentation adaptée ;
- quantifier l'effet d'échelle sur la résistance au cisaillement de l'interface en testant plusieurs éprouvettes, de l'échelle de l'éprouvette cylindrique classiquement testée en laboratoire jusqu'à l'échelle métrique représentative des dimensions d'un plot de barrage ;
- examiner l'effet de la rugosité de la surface rocheuse sur le comportement au cisaillement de l'interface béton-roche par une caractérisation préalable de cette morphologie pour chaque interface testée.

De plus, selon le CFBR (2012), la résistance mécanique de l'interface béton-roche d'un barrage dépend de la qualité de la préparation et de la géométrie du fond de fouilles: la morphologie de la surface rocheuse affecte la résistance au cisaillement et le coulage du béton sur la surface rocheuse introduit une adhésion initiale qui pourrait influencer le comportement au cisaillement de l'interface. Préalablement aux essais de cisaillement sur l'interface béton-roche, le contact béton-roche a donc été caractérisé de la manière suivante :

- caractérisation du béton ;
- caractérisation de la roche (granite) ;

- caractérisation de la morphologie de la surface rocheuse ;
- caractérisation de l'adhésion initiale entre béton et roche ;
- caractérisation en cisaillement du contact béton-roche lisse.

2.2 Description de la campagne d'essais

L'objectif de ce travail étant en particulier d'étudier l'effet d'échelle sur la résistance au cisaillement de l'interface béton-roche, des interfaces béton-roche liées de différentes dimensions mais avec la même roche (granite) et le même béton, ont été soumises à des essais de cisaillement. Les matériaux utilisés (béton, granite) ainsi que la surface de contact ont été préalablement caractérisés.

Ainsi pour cette étude, les essais suivants ont été effectués :

- essais de cisaillement direct :
    - à petite échelle sur 8 éprouvettes cylindriques prélevées par carottage d'une même grande interface béton-granite. Le diamètre de l'éprouvette est de 80mm. C'est la méthode habituellement utilisée en ingénierie pour caractériser la résistance au cisaillement de l'interface béton-roche ;
    - à échelle intermédiaire - 1 sur 6 éprouvettes rectangulaires de surface d'interface de 200mm x 120mm chacune ;
    - à échelle intermédiaire - 2 sur 9 éprouvettes carrées de surface d'interface de 180mm x 180mm chacune ;
    - à grande échelle sur 5 éprouvettes de surface d'interface de 1500mm x 1000mm. C'est une échelle comparable à l'échelle métrique du plot d'un barrage poids de hauteur modeste.

- essais de cisaillement direct sur des interfaces rectangulaires lisses :
    - 2 interfaces liées (avec adhésion initiale entre béton et roche) avec une surface de 200mm x 120mm chacune ;
    - 2 interfaces non liées (sans adhésion initiale entre béton et roche) avec une surface de 200mm x 150mm chacune.
- essais de traction directe sur 10 éprouvettes cylindriques carottées dans une même grande interface artificielle. Le diamètre du carottage est de 148mm. Ces essais ont permis la caractérisation de l'adhésion initiale entre le béton et la roche du contact ;
- essais de caractérisation sur le béton et le granite :
    - essais de compression uniaxiale ;
    - essais brésilien (traction indirecte).

De plus, selon une note interne d'EDF (EDTGG120462, 2012), pour répondre aux exigences de qualité en matière de fondation rocheuse d'un barrage-poids, la préparation du fond de fouilles nécessite quelques attentions :

- atteindre un rocher sain après traitement (rocher non altéré dans la masse, avec une fracturation refermée) ;
- assurer une protection dans le cas de roches présentant une évolution marquée, notamment les roches sédimentaires avec un cortège argileux. Dans ce cas, la durée d'ouverture des fouilles doit être réduite ;

- préserver de tout endommagement issu des effets secondaires du déroctage (mécanique ou explosif) ;
- assurer un nettoyage de la surface vis-à-vis de tous les petits cailloux ou flaques argileuses (nettoyage à haute pression des joints et de la surface de contact de la roche de fondation).

Les surfaces rocheuses ont ainsi été nettoyées à l'eau à haute pression afin d'établir un état de surface propre et les meilleures conditions pour l'adhésion avec le béton.

Les surfaces rocheuses ont par ailleurs été humidifiées avant le coulage du béton afin d'obtenir une saturation du granite sur quelques centimètres à l'interface.

Le béton a été coulé à l'Ifsttar pour toutes les éprouvettes testées. Il a été vibré en utilisant une aiguille vibrante respectant la norme NF P18-422 (1981) soit un temps de vibration pour un béton fluide de 5-6 s.

Les essais ont été effectués après 28 jours de durcissement du béton.

Des détails complémentaires sur la préparation des éprouvettes pour les différents essais et les procédures de réalisation des essais sont présentés dans les chapitres suivants.

2.3 Matériaux du contact

2.3.1 Choix des matériaux

Pour cette étude, une seule roche et une seule formulation de béton ont été utilisées. Les matériaux choisis (béton, roche) devaient être représentatifs des matériaux d'une fondation d'un barrage-poids. Les deux paragraphes qui suivent, présentent le choix de ces deux matériaux.

2.3.1.1 Béton

La formulation du béton a été choisie sur la base d'une étude réalisée en interne par EDF sur les bétons de barrages existants. Les valeurs issues de cette étude ont permis de fixer les grandes lignes de la formulation du béton de référence:

- résistance à la compression entre 25 et 30MPa ;
- dosage en ciment portland CEMI de 250 à 300kg/m^3 ;
- rapport E/C entre 0,5 et 0,55 ;
- granulat concassé de diamètre maximal 30mm ;
- consistance de classe S4.

Les contraintes liées aux dimensions des éprouvettes à petite échelle n'ont cependant pas permis de choisir un béton cyclopéen d'où le choix d'un béton classique avec un diamètre maximal de granulat inférieur à 30mm. Il a par ailleurs été supposé que la nature pétrographique des granulats n'avait pas d'impact sur les essais compte-tenu du fait que les liaisons à l'interface se font entre la pâte cimentaire et la surface rocheuse.

La formulation choisie est décrite dans le Tableau 2-1**Erreur ! Source du renvoi introuvable.**. Les granulats trouvés dans la région lyonnaise étaient semi-concassés avec un diamètre maximal de 22,4mm.

Constituant	Quantité (kg/m^3)
Ciment CEM I 52,5R	280
Sable 0/4 mm	650
Sable lavé 0/2 mm	150
Granulat 11.2/22.4 mm	780
Granulat 4/11 mm	330
Adjuvant – OPT 203	2,80
Eau	157

Tableau 2-1 Formulation du béton choisi

2.3.1.2 Roche

Pour ce programme d'étude, le granite a été choisi comme roche car selon EDF, il s'agit d'un faciès représentatif des fondations des barrages-poids existants en France.

Les blocs rocheux prélevés devaient de plus tenir compte des conditions réelles de la fondation d'un barrage. Selon EDF (EDTGG110070 B, 2012), les critères d'acceptation du fond de fouilles se basent sur deux caractéristiques :

- critère d'altération du rocher de fondation : dans le cas des massifs de granite, l'altération est divisée en 7 classes résumées dans le Tableau 2-2. Pour la fondation d'un barrage poids béton, la classe minimale visée de l'état d'altération du granite est en général la classe G0f car elle permet de s'affranchir de déformations liées au module matriciel de la roche ;
- critère de fracturation : le Tableau 2-3 résume les 7 classes de fracturation définies en fonction de l'espacement observé entre les fractures sur une carotte du rocher de fondation. Le critère de réception sur la fracturation est fortement fonction de dimensions du barrage à construire et des hypothèses retenues pour le dimensionnement et aucune classe de réception ne peut être prédéfinie d'une façon générale. La classe « fracturé », pour laquelle l'espacement entre les fractures affectant le rocher de fondation ne doit pas être inférieur à 60mm, peut être considérée comme la classe minimale visée.

G3	Granite entièrement sain, carotte lisse, couleur gris – bleue		
G2	Granite sain dans la masse, altéré uniquement sur fissures, carotte lisse, couleur plus grise, rouille sur joints		
G1	Granite avec début d'altération dans la masse (micas & feldspaths essentiellement), carotte lisse, couleur claire		
G0	Forte altération dans la masse.	**G0r**	Carottes rugueuses en surface
		G0f	Carottes légèrement friables au couteau.
		G0s	Débris sableux par effritement à la main des carottes
Gore	Terrain pouvant être attaqué à la pioche mais conservant sa structure originelle (arène granitique)		

Tableau 2-2 Les différentes classes d'altération du granite (EDTGG110070 B 2012)

Intervalles (en mm) entre éléments de carottes	Termes	Symboles
> 1000	Massif	M
500 à 1000	Très Compact	TC
250 à 500	Compact	C
120 à 250	Peu Compact	PC
60 à 120	Fracturé	F
30 à 60	Très Fracturé	TF
< 30	Graveleux	Gr

Tableau 2-3 Classes de fracturation (EDTGG110070 B 2012)

La carrière Salagnac de granite à Bugeat (Figure 2-1) dans le département de la Corrèze (France) a été retenue pour le prélèvement des blocs rocheux nécessaires au programme d'essais. Selon EDF (D309515020831, 2015), cette carrière exploite un granite à grain moyen, défini comme un granite porphyroïde orienté, riche en microclines, myrmékites, aplites et pegmatites. Le front de carrière présente dans l'ensemble un rocher peu altéré, G1 en surface à G2-G3 pour la partie inférieure.



Figure 2-1 Vue de la carrière de Salagnac

Une quinzaine de blocs ont donc été choisis sur site pour leur taille (dimension métrique) et pour la présence d'une surface de rupture naturelle, tout en essayant de privilégier des blocs excavés récemment. La Figure 2-2 montre une vue de haut de la carrière de Salagnac. Les positions des 2 blocs rocheux prélevés (I1 et I2) de cette carrière pour les essais à grande échelle sont indiquées sur la figure. La Figure 2-3 montre une photo de la surface de rupture naturelle d'un grand bloc rocheux (bloc I9). La zone de découpe a été délimitée par des traits noirs sur le bloc.

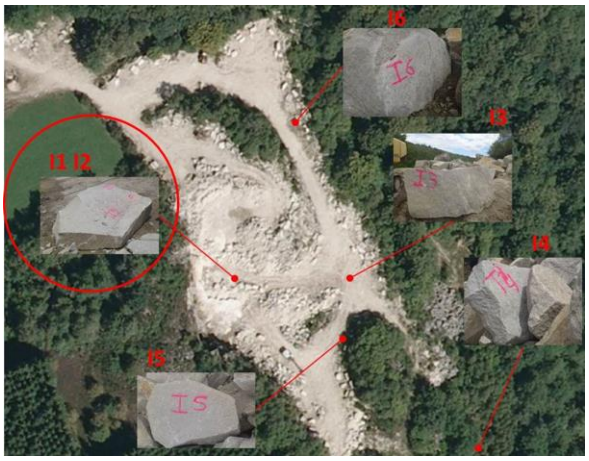


Figure 2-2 Vue de haut de la carrière et de la position de prélèvement de 2 blocs rocheux I1 et I2



Figure 2-3 Bloc I9 prélevé de la carrière

2.3.2 Caractérisation des matériaux

L'étude du comportement au cisaillement de l'interface béton-roche nécessite de connaître les matériaux béton et roche du contact afin de :

- caractériser les comportements des matériaux qui seront utilisés dans un modèle numérique aux éléments finis ;
- observer et caractériser les modes de ruptures typiques dans les matériaux qui pourraient contribuer aux mécanismes de rupture au niveau de l'interface béton-roche.

Les matériaux, béton et granite, ont donc été testés en laboratoire par des essais normalisés.

2.3.2.1 Caractérisation du béton

Le béton utilisé dans cette étude a été livré par camion-toupie en direct de la centrale. Les coulages du béton des éprouvettes béton-roche ont été réalisés en trois fois.

Pour chaque coulage, 6 éprouvettes cylindriques (diamètre=160mm, hauteur=320mm) ont été préparées (NF EN 12390-1, 2012). Les procédures du coulage du béton dans l'éprouvette cylindrique (coulage en 3 couches avec vibration) et du stockage des éprouvettes (bassin à 20°C) ont respecté la norme française NF EN 12390-2 (2012). Ces 6 éprouvettes ont été dédiées pour 3 d'entre elles à des essais de compression directe et pour les 3 autres, à des essais de fendage (traction indirecte). Les essais ont été réalisés dans les laboratoires d'ouvrages d'art du CEREMA[1] DTer Centre-est à Bron et TEGG (Technique d'Essais en Géologie, Géotechnique et de Génie civil) d'EDF-CEIDRE[2] à Aix-en-Provence.

Les essais de compression directe et de fendage ont été réalisés conformément aux normes françaises NF EN 12390-3 (2012) et NF EN 12390-6 (2012) respectivement. Le Tableau 2-4 résume les résultats de ces essais pour les trois coulages : il indique, pour chaque coulage, la moyenne et l'écart-type des résistances à la compression directe et à la traction indirecte des éprouvettes testées ainsi que la masse volumique calculée.

[1] Centre d'études et d'expertise sur les risques, l'environnement, la mobilité et l'aménagement

[2] Electricité de France, Centre d'Expertise et d'Inspection dans le Domaine de la Réalisation et de l'Exploitation

Les Figure 2-4 et Figure 2-5 montrent l'état d'une éprouvette de béton après un essai de compression direct et essai de fendage, respectivement : les ruptures étaient satisfaisantes selon les normes.

En comparant les résultats obtenus, on a observé que les écart-types sur les valeurs calculées pour chaque coulage étaient très faibles et donc indiquaient l'homogénéité des bétons livrés.

	Résistance à la compression (R_c) en MPa		**Résistance à la traction indirecte (R_t) en MPa**		**Masse volumique ρ (kg/m3)**	
	R_c	Ecart-type (%)	R_t	Ecart-type (%)	ρ	Ecart-type (%)
1er coulage	42,60	1,20	3,45	4	2370	0,50
2ème coulage	44,30	0,66	4,10	4,34	2376	0,86
3ème coulage	43,30	1,50	3,70	8,75	2363	0,32
Moyenne	**43,40**	**1,60**	**3,75**	**7,10**	**2370**	**0,22**

Tableau 2-4 Résultats des essais de caractérisations sur les bétons

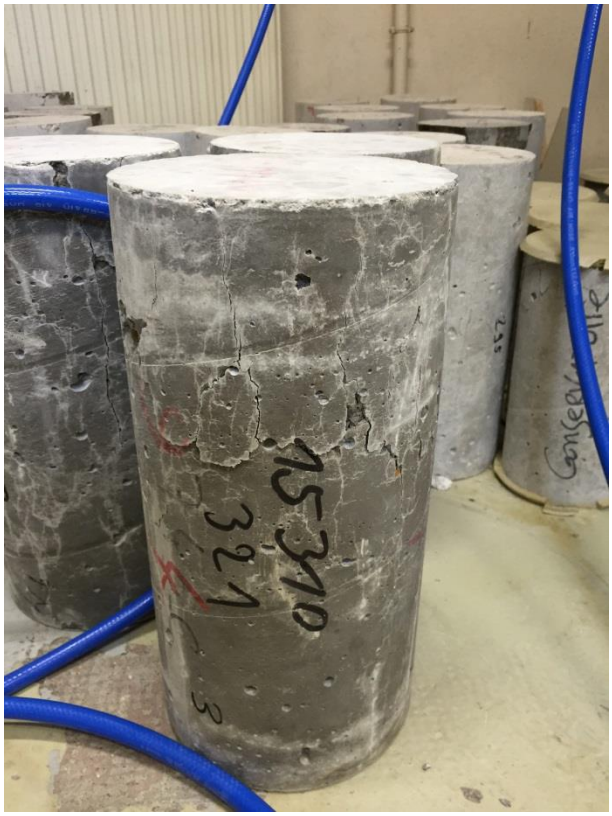


Figure 2-4 Etat d'une éprouvette de béton après un essai de compression directe



Figure 2-5 Etat d'une éprouvette de béton après un essai de fendage

En plus de ces essais, durant le deuxième coulage, 3 éprouvettes cylindriques supplémentaires ont été coulées pour la détermination du module d'Young du béton. Les essais sur ces éprouvettes ont été effectués conformément à la norme internationale ISO 1920-10 (2010 : détermination de module

d'Young du béton par des essais de compression directe). Cet essai consiste à appliquer sur chaque éprouvette, trois cycles de charge-décharge en compression uniaxiale jusqu'au tiers de la résistance à la rupture du béton. Pendant chaque phase de charge, le module d'Young est calculé selon la pente de la courbe d'évolution de la contrainte de compression en fonction du déplacement axial. Durant les essais, les déplacements ont été mesurés par des capteurs de déplacement axial. Le module d'Young a été trouvé égal à 38 000 MPa avec un écart-type de 3,6%.

Enfin, en complément de ces essais sur le béton durci, des essais de consistance ou essais d'affaissement au cône d'Abrams normalisés (NF EN 12350-2, 2012) ont été réalisés sur le béton frais au début de chaque coulage : le béton frais est compacté dans un moule ayant la forme d'un cône. Lorsque le cône est retiré à la verticale, l'affaissement du béton permet de mesurer sa consistance (Figure 2-6). Le Tableau 2-5 montre que le béton livré respectait la classe de consistance S4 demandée : les valeurs des affaissements obtenus étaient entre 160mm et 210mm.



Figure 2-6 Essai d'affaissement au cône d'Abrams

	1ère coulage	2ème coulage	3ème coulage
Affaissement (mm)	190	170	160

Tableau 2-5 Résultats des affaissements du béton pour les 3 coulages

Le Tableau 2-6 résume les caractéristiques mécaniques du béton retenues après cette étude.

Résistance à la compression R_c (MPa)	Résistance à la traction indirecte R_t (MPa)	Module d'Young (MPa)	Masse volumique (kg/m^3)
43,4	3,75	38 000	2370

Tableau 2-6 Caractéristiques mécaniques du béton de l'étude

2.3.2.2 Caractérisation du granite

Pour caractériser le granite de cette étude, plusieurs carottes ont été prélevées de chutes de découpe d'un grand bloc de granite. Des essais de compression et brésilien (traction indirecte) ont été réalisés sur ces carottes au laboratoire de mécanique des roches du CEREMA DTer Sud-ouest.

Pour les essais de compression, les carottes préparées avaient chacune un diamètre de 50mm et un élancement (hauteur/diamètre) de 2,25 conformément à la norme ASTM D7012-14 (2014) alors que pour les essais brésiliens, les carottes préparées avaient chacune un diamètre de 50mm et un élancement de 0,82 conformément à la norme Française NF P94-422 (2001). Les essais ont été réalisés conformément aux normes déjà citées. Au total, 10 essais de compression directe et 5 essais

brésiliens ont été réalisés. La masse volumique de chacune des carottes a été calculée. De plus, conformément à la norme Française NF P94-411 (2002), les vitesses de propagation des ondes ultrasonores de volume (P, onde de compression ou longitudinale et S, onde de cisaillement ou transversale) dans le granite ont été mesurées sur les 10 carottes des essais de compression directe.

Le Tableau 2-7 résume les résultats de ces essais de caractérisation du granite : les moyennes des valeurs sont calculées ainsi que les écarts-types. Les faibles valeurs des écarts-types, surtout pour les vitesses v_p et v_s (0,83% et 2,6%, respectivement) montrent le degré élevé d'homogénéité du granite retenu pour cette étude. La résistance à la compression a été retenue égale à 133 MPa et la résistance à la traction indirecte à 10,21 MPa.

	Résistance à la compression R_c (MPa)	Résistance à la traction indirecte R_t (MPa)	Masse volumique (kg/m^3)	Vitesse de l'onde P v_p (m/s)	Vitesse de l'onde S v_s (m/s)
Moyenne	133	10,21	2608	3692	2555
Ecart-type (%)	5,89	13,91	0,47	0,83	2,60

Tableau 2-7 Caractéristiques du granite de cette étude

Les Figure 2-7 et Figure 2-8 montrent que les carottes du granite testées se sont parfaitement cassées : cône de rupture sous la compression directe et rupture transversale de la carotte sous la traction indirecte.



Figure 2-7 Etat d'une éprouvette du granite après un essai de compression directe



Figure 2-8 Etat d'une éprouvette du granite après un essai brésilien

2.4 Caractérisation morphologique du contact béton-roche

La morphologie d'une surface rocheuse dépend de la nature de la roche et de l'histoire de sa formation. On qualifie de morphologie les irrégularités de la surface. Ces irrégularités peuvent être qualifiées différemment selon l'échelle d'étude : à grande échelle, on parlera d'ondulations et à petite échelle, d'aspérités (Hoang 2010).

En 1966, Patton a différencié ainsi la rugosité à plusieurs échelles : à l'échelle millimétrique de la texture, à l'échelle centimétrique (ou rugosité de second ordre) et à l'échelle décimétrique (rugosité de premier ordre).

Jing et al. (1992) ont défini les aspérités primaires et les aspérités secondaires qui semblent correspondre respectivement à la rugosité de premier ordre et la rugosité de second ordre (Figure 2-9) de Patton (1966).

Pour étudier la rugosité de la surface rocheuse, il faut en premier lieu digitaliser la surface étudiée afin de déterminer la hauteur des irrégularités sur la surface ainsi discrétisée. A partir de cette mesure, il est possible de calculer les différents paramètres actuellement établis pour caractériser la rugosité.

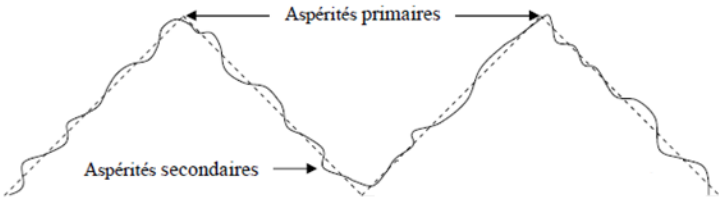


Figure 2-9 Représentation de la rugosité à différentes échelles (Jing et al. 1992)

2.4.1 Mesure de la rugosité

2.4.1.1 Critères du choix de l'appareil de mesure

Pour étudier la rugosité d'une surface, il est nécessaire d'avoir recours à une technique de mesure permettant de décrire la topographie de cette surface. Dans notre cas d'étude du contact béton-roche à la base d'un barrage, le choix de l'appareil de mesure devait tenir compte de :

- la possibilité de l'utiliser *in situ* : l'appareil de mesure doit pouvoir être utilisé sur une surface rocheuse sur le site d'un barrage ;
- la possibilité de mesurer une grande surface : l'appareil doit avoir la capacité de digitaliser de grandes surfaces rocheuses afin de contribuer à l'étude de l'effet d'échelle ;
- une bonne précision verticale : l'appareil doit digitaliser la surface avec une faible incertitude sur la hauteur des irrégularités mesurées (Figure 2-10);
- une bonne résolution latérale de mesure : afin de caractériser la morphologie de la surface rocheuse à différentes échelles, il faut pouvoir la digitaliser avec un écart minimal entre les points de mesure afin de conserver la même représentativité de la mesure quelle que soit l'échelle (Figure 2-10).

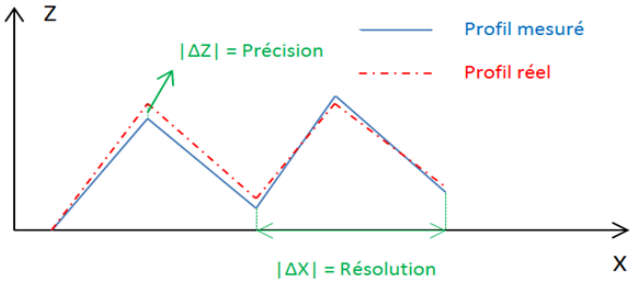


Figure 2-10 Définition de la résolution et de la précision

2.4.1.2 Etat de l'art

Plusieurs appareils ont été développés pour mesurer les irrégularités d'une surface. Ils se divisent en deux catégories selon le principe technologique utilisé : les appareils de contact qui nécessitent un

contact entre l'outil de mesure et la surface, généralement des appareils mécaniques, et les appareils optiques qui permettent de mesurer la rugosité sans contact.

Une façon simple d'obtenir une mesure de la rugosité d'une surface est de parcourir cette dernière à l'aide d'une aiguille et de mesurer le déplacement vertical de cette dernière lors de son déplacement sur la surface. Barton et Choubey (1977) et Stimpson (1982) ont développé le peigne conformateur (Figure 2-11). Ce dispositif est formé de 180 aiguilles mobiles alignées pour former un peigne de 15 cm de long. Les aiguilles sont positionnées sur la surface rugueuse pour former une empreinte de la surface sur un profil qui peut être reproduit. Ce peigne ne donne qu'une caractérisation qualitative des irrégularités qui permet une comparaison rapide avec l'échelle JRC (§2.4.2.3).

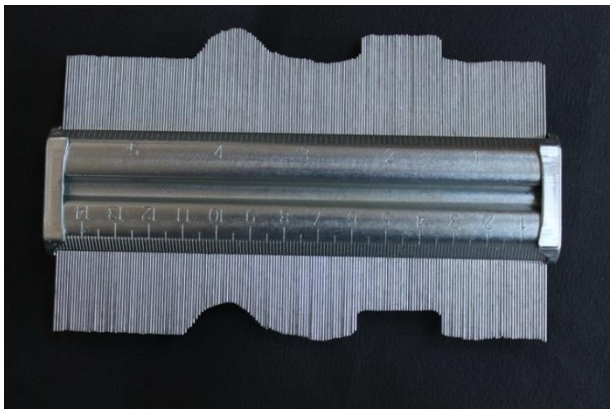


Figure 2-11 Peigne conformateur (http://www.planetarcheo.com/)

Le profilomètre mécanique (Figure 2-12) est un autre appareil de contact qui a été utilisé par Kulatilake et al. (1995). Ce dispositif utilise le déplacement d'un stylet en contact avec la surface de l'éponte. Les déplacements verticaux du stylet sont enregistrés le long de profils linéaires. Il y a deux types de stylet : le stylet à bille pour des mesures continues et le stylet à pointe pour des mesures en des points discrets.



Figure 2-12 Profilomètre mécanique FARO (Rousseau 2010)

Cependant, la nécessité d'avoir un dispositif de mesure non-destructif ainsi que celle d'augmenter la vitesse et la précision de mesure ont conduit au développement d'appareils optiques dont le profilomètre laser (Figure 2-13). Plusieurs auteurs ont utilisé cet appareil pour caractériser la rugosité d'une surface rocheuse : Sabbaddini (1994), Lanaro (2001), Rousseau (2010). Ce dispositif de mesure est composé d'une caméra, d'un laser et d'un bras articulé. Le profilomètre laser se base sur le principe que l'intensité de la lumière réfléchie est une fonction de la rugosité du matériau sur lequel les mesures sont effectuées. Pour cela, un rayon laser est projeté sur la surface et se réfléchit sur les

aspérités dans toutes les directions dont, en particulier, la direction qui a un angle avec la normale à la surface, égal à l'angle d'incidence initial du rayon. Le dispositif de réception capte ce rayon. Sur la base du temps et du chemin de parcours des rayons, les dimensions des irrégularités sont évaluées.



Figure 2-13 Profilomètre laser NIKON (http://www.directindustry.fr/)

Par ailleurs, la technique de la photogrammétrie a été utilisée par Fuji et al. (2007) pour digitaliser en 3D une surface en granite de diamètre 30mm. Cette technique consiste à utiliser deux appareils photo pour capter deux photos avec deux angles de vue différents de la surface à mesurer. Ces deux photos sont ensuite traitées par un logiciel de traitement d'images pour donner une cartographie de la surface mesurée. Elle peut être très utile dans les endroits difficiles d'accès puisqu'il est possible de capter des photos de la surface à mesurer à une certaine distance. Mais cela affecte ainsi la résolution de mesure puisque cette dernière dépend de la distance de mesure (distance entre appareils photos et la surface à mesurer).

Il existe également la technique de la stéréocorrélation d'images qui est très utilisée dans l'industrie et en particulier, dans le domaine automobile (Vic-3D 2007). Le principe de cette technique est proche du principe de la photogrammétrie mais utilise deux capteurs CCD (*Charge-Couples Device*) au lieu de deux appareils photos.



Figure 2-14 Deux capteurs CCD d'un système de stéréocorrélation d'images (www.dantecdynamics.com)

Cette technique est basée sur un système formé de deux caméras CCD (Figure 2-14) qui captent deux images d'objet sous deux angles différents. La mesure consiste à fixer les deux capteurs sur un support et à les focaliser sur un point unique sur la surface après une phase d'étalonnage des deux capteurs sur une mire d'étalonnage de dimension connue. Les images sont discrétisées spatialement par un capteur numérique afin d'obtenir pour chaque pixel, une valeur de niveau de gris. La discrétisation des niveaux de gris observés sur la surface est la base du traitement de données effectué ensuite par les logiciels de corrélation pour reconstruire la morphologie de la surface. Cette technique peut fonctionner correctement seulement sur des surfaces suffisamment texturées. Si la surface n'est pas naturellement texturée, diverses techniques existent pour déposer un moucheté (taches aléatoires) sur la surface et permettre ainsi l'utilisation de la technique de corrélation. Le

granite, par exemple, possède un moucheté naturel mais ce n'est pas le cas pour toutes les roches. A la base de cette technique dérive la technique de stéréocorrélation d'images avec projection de franges de lumière texturée.

Le Tableau 2-8 résume les caractéristiques de tous les appareils cités ci-avant afin de pouvoir les comparer sur la base des critères définis pour notre cas d'étude (§2.4.1.1). En considérant les caractéristiques et les capacités des différents appareils, la technique de stéréo-corrélation d'images avec projection de lumière texturée semble être la plus adaptée pour cette étude. Elle a ainsi été retenue pour caractériser la morphologie des surfaces de granite testées. Cette technique est décrite plus précisément dans le paragraphe suivant.

Technique	Précision (mm)	Résolution (mm)	Acquisition	Mesure d'une grande surface	Mesure in-situ	Déjà utilisé sur une surface rocheuse	Remarques
Appareil de contact	10^{-2}	0.5 à 2 selon le diamètre de l'aiguille	Manuelle, en balayant le profil	impossible	Oui	Oui	Usure des aiguilles : Pas adapté pour la mesure de la microrugosité
Profilomètre Laser	10^{-2}	Selon la vitesse d'acquisition	Manuelle, en balayant le profil	Possible avec adaptation d'un support	Non : problème d'éclairage	Oui	Problème avec les cristaux de quartz Vitesse d'acquisition variable qui dépend de l'opérateur
Photogrammétrie	10^{-1}	Selon la résolution de l'optique et la distance de mesure	Rapide : deux photos	Possible	Oui	Oui	Problème de repérage de la position des appareils photos Importance de l'étalonnage
Stéréocorrélation d'images	10^{-2}	Selon la résolution du capteur et la distance de mesure	Rapide : deux photos simultanées	Possible avec adaptation de l'éclairage	Non : difficulté pour maîtriser l'éclairage	Non	Nécessité d'une couche de mouchetés Problème avec les cristaux de quartz
Stéréocorrélation d'images avec projection d'une lumière texturée	10^{-2}	Selon la résolution du capteur et la distance de mesure	Rapide : prises de photos	Possible	adapté	Oui	Utilisé dans des études récentes sur des surfaces rocheuses

Tableau 2-8 Récapitulatif des différentes techniques de mesure de rugosité

2.4.1.3 Stéréocorrélation d'images avec projection de franges de lumière texturée

Cette technique est fréquemment utilisée dans le domaine automobile où la mesure de surface en 3D joue un rôle important dans le contrôle de la qualité. Mais elle est également utilisée pour mesurer la rugosité d'une surface rocheuse : Tatone et Grasselli (2012), Johansson (2009) et Grasselli et al. (2002) ont utilisé le système ATOS (fabriqué par la compagnie *GOM*[3]) qui repose sur cette technique de mesure dans leurs études sur les interfaces rocheuses.



Figure 2-15 Le système ATOS compact scan 5M (http://www.gom.com)

La compagnie GOM fabrique plusieurs systèmes ATOS dont l'un entre eux est le système ATOS *compact scan* (Figure 2-15). Ce système est équipé de deux capteurs de mesure haute résolution (jusqu'à 5 mégapixel) et d'une optique conçue spécialement pour des mesures de grande précision. Il utilise la technologie de la lumière texturée. Le principe de mesure consiste à projeter des franges de lumière texturée sur la surface à mesurer. Les deux capteurs CCD captent des images de deux angles de vue différents de la surface ainsi éclairée. En connaissant la distance de mesure et l'angle entre les capteurs et le projecteur de franges (par un étalonnage du système), un logiciel spécifique (*GOM Professional*) permet l'analyse des contrastes créés par le défilement des franges dans les images numériques captées. Cela permet ainsi d'évaluer, dans le référentiel de mesure, les coordonnées X, Y et Z de chaque point (pixel) composant la surface de l'objet digitalisé en s'appuyant sur le principe de la géométrie des lignes épipolaires. La précision de mesure est de l'ordre de 10^{-2}mm.

Le dispositif est fixé sur un trépied fixe ou mobile selon la surface à mesurer. L'étalonnage du dispositif est effectué à partir du traitement de plusieurs images selon différentes prises de vue d'une croix d'étalonnage spécifique.

La surface maximale observée par ce dispositif est déterminée par la résolution des capteurs et l'objectif utilisé tandis que la résolution latérale de mesure est déterminée par la distance de mesure. Notons que pour une grande surface de mesure, la mesure est effectuée en déplaçant l'appareil autour de la surface et en prenant pour chaque position, un couple d'images. Des points cibles collés sur la surface mesurée sont détectés par le logiciel de traitement et permettent la reconnaissance de zones chevauchées entre les images de prises de vues différentes. Le logiciel traite ces images et par reconnaissance de forme, il donne en sortie une cartographie de toute la surface. Notons que ce dispositif donne une mesure de volume de l'objet digitalisé.

[3] GOM est une compagnie internationale (agence centrale en Allemagne) qui développe des technologies optiques pour des mesures en 3D et des mesures en déformation des corps.

La lumière à bandes étroites projetée sur la surface à mesurer permet d'effectuer des mesures précises indépendamment des conditions ambiantes de lumière (www.gom.com). Ce dispositif est facile à transporter. Il est ainsi indépendant des conditions extérieures de mesure (sauf quelques cas exceptionnels comme un changement marqué de température au cours de la mesure). Il est donc adapté pour une mesure *in-situ*.

Comme le montrent les travaux effectués par Grasselli et al. (2002) et Tatone et Grasselli (2013), cette technique semble être très adaptée pour le domaine de la mécanique des roches du fait de la grande surface mesurée, la rapidité de mesure, de la précision, de la facilité d'utilisation et du traitement des données et de la possibilité de l'utiliser *in-situ*.

En conclusion, ce système *ATOS compact scan* répondait à nos besoins et a été retenu dans cette étude pour effectuer les mesures de rugosité des surfaces rocheuses. Selon les caractéristiques de l'appareil *ATOS compact scan* 5M et des objectifs utilisés (focale de 6mm pour les capteurs et de 8mm pour le projecteur), pour une surface de 600mmx450mm avec une distance de mesure de 590mm et une distance de 300mm entre les capteurs, la résolution donnée est de 0,25mm (16 points/mm²). Cette résolution a été retenue et fixée pour toutes nos mesures, même dans le cadre des mesures des grandes surfaces.

2.4.2 Caractérisation quantitative de la morphologie de la surface rocheuse

2.4.2.1 Choix du plan de référence

La rugosité est l'écart à la planéité d'une surface. Il est donc nécessaire de choisir un plan de référence pour quantifier cet écart et permettre ainsi de comparer plusieurs surfaces.

Le plan de référence peut être déterminé soit indépendamment de la surface mesurée, soit par un calcul mathématique sur la base des mesures effectuées tel que le plan moyen défini par la méthode des moindres carrés. Gentier (1987) a utilisé comme plan de référence, le plan de sorte que la somme des hauteurs du profil au-dessus de ce plan soit égale à la somme des hauteurs du profil au-dessous de ce plan, tandis que Grasselli (2001) a utilisé le plan moyen en appliquant la méthode des moindres carrés.

Le choix du plan de référence dépend de ce à quoi la caractérisation de la morphologie de la surface va servir : caractériser la rugosité d'une seule surface, comparer la rugosité de surfaces, étudier le rôle de la rugosité vis-à-vis d'autres phénomènes… Dans notre cas, nous souhaitions comparer la morphologie de surfaces rocheuses de différentes tailles dans le cadre d'une campagne d'essais de cisaillement direct. Il paraissait pertinent de prendre le plan de cisaillement de l'interface comme plan de référence.

Dans la conception d'une fondation rocheuse, le plan potentiel de rupture en cisaillement est défini selon le plan de construction de la fondation (CFBR 2012). Ce plan est, sans une grande précision, le plan moyen de la surface rocheuse. Dans cette étude, nous avons donc choisi le plan moyen calculé par la méthode des moindres carrés comme plan de référence de mesure. Ce plan est un plan propre à la surface rocheuse.

2.4.2.2 *Paramètres statistiques*

Un certain nombre d'auteurs dont Gentier (1987), Flamand (2000), Rousseau (2010), Riss et al. (1996) ont étudié la rugosité de surface en calculant des paramètres statistiques sur des éléments de description géométrique de la surface. Les éléments géométriques pris en compte dans le calcul de ces paramètres sont représentés sur la Figure 2-16 suivante:

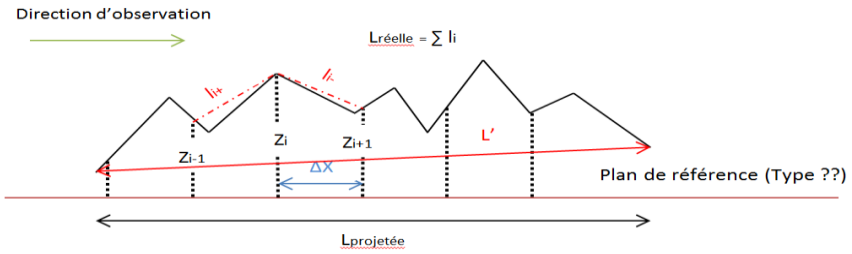


Figure 2-16 Eléments géométriques utilisés pour calculer les paramètres statistiques

Ces paramètres sont calculés sur des profils en 2D. Pour caractériser la surface en entier, Flamand (2000) et Rousseau (2010) ont pris la moyenne de ces paramètres sur plusieurs profils tandis que Belem et al. (2000) ont tenté de développer des formulations en 3D pour quelques paramètres statistiques.

Pour calculer les paramètres statistiques, la surface à caractériser doit être décrite sous forme discrète par des ensembles de points de hauteur déterminée par rapport à un plan de référence et espacés régulièrement : $z(x_i)$ avec i=1, 2… N où N est le nombre de points. Ces paramètres sont divisés en des paramètres globaux caractérisant la surface rocheuse dans sa globalité (Marache 2002) ou des paramètres directionnels qui dépendent de la direction du calcul.

Les paramètres globaux sont les suivants :

- l'étendue k, qui est la différence entre le point le plus haut et le point le plus bas.

$$k = Z_{max} - Z_{min}$$

- CLA (*Central Ligne Average*), qui est la moyenne arithmétique des hauteurs.

$$CLA = \frac{1}{L}\int_0^L z(x)dx \approx \frac{1}{N}\sum_{i=1}^{N} z_i$$

- RMS (*Root Mean Square*), qui est la moyenne quadratique des hauteurs.

$$RMS = \sqrt{\frac{1}{L}\int_0^L z^2(x)dx} \approx \sqrt{\frac{1}{N}\sum_{i=1}^{N} z^2{}_i}$$

Une valeur élevée d'un de ces paramètres est le signe d'une rugosité marquée c'est-à-dire avec d'importants écarts vis-à-vis du plan de référence.

Les paramètres directionnels sont principalement basés sur le calcul de la différence des hauteurs entre deux points consécutifs d'un même profil :

- Z_2 : c'est la moyenne quadratique de la dérivée première des hauteurs. Ce paramètre représente la pente moyenne des irrégularités le long du profil. Ce paramètre est positif ou nul. Il a une valeur plus élevée dans le cas d'une rugosité marquée.

$$Z_2 = \sqrt{\frac{1}{L}\int_0^L \left(\frac{\partial z}{\partial x}\right)^2 dx} \approx \sqrt{\frac{1}{N}\sum_{i=1}^{N}\left(\frac{z_{i+1}-z_i}{\Delta x}\right)^2}$$

- Z_3 : c'est la moyenne quadratique de la dérivée seconde des hauteurs. Ce paramètre représente la courbure moyenne le long du profil. Ce paramètre est positif ou nul. Il est élevé pour une éponte présentant une rugosité marquée.

$$Z_3 = \sqrt{\frac{1}{L}\int_1^L \left(\frac{\partial^2 z}{\partial x^2}\right)^2 dx}$$

- Z_4 : c'est la différence de longueur réelle entre les segments à pente positive et ceux à pente négative ramenée à la longueur projetée du profil sur le plan de référence. Ce paramètre peut être négatif, positif ou nul.

$$Z_4 = \frac{\sum_{i=1}^{N} x_{i+} - \sum_{i=1}^{N} x_{i-}}{L}$$

- R_L ou rugosité linéaire : c'est le rapport entre la longueur réelle le long du profil et sa longueur projetée sur un plan de référence. Plus ce paramètre est élevé, plus la rugosité de la surface est marquée.

$$R_L = \frac{L_{réelle}}{L_{projetée}}$$

Le paramètre équivalent à R_L en 3D est le R_s (rugosité surfacique - paramètre global) qui est le rapport entre la surface réelle et la surface projetée sur un plan de référence.

$$R_s = \frac{A_{réelle}}{A_{projetée}}$$

- θ_{2D} ou la colatitude 2D : c'est la valeur moyenne sur un profil, de l'angle entre la ligne de référence et le segment entre deux points consécutifs du profil.

$$\theta_{2D} = \tan^{-1}\left(\frac{1}{N}\sum_{i=1}^{N}\frac{z_{i+1}-z_i}{\Delta x}\right)$$

θ_{2D} est compris en valeur absolue entre 0 et 90°. Une valeur élevée signifie que les aspérités ont une pente forte par rapport à la ligne de référence. En général, ce paramètre est calculé indépendamment pour les pentes positives (θ^+) c'est-à-dire les pentes des segments qui font face à la direction du calcul et, pour les pentes négatives (θ^-) pour les segments opposés à la direction du calcul.

Dans sa thèse, Hoang (2010) a fait une étude morphologique de surface sur 12 roches différentes. Elle a calculé les paramètres statistiques globaux et les paramètres directionnels selon huit directions différentes pour chaque surface. De même que Marache (2002), elle a trouvé que Z_4 est le paramètre le plus sensible à la variation de la direction de mesure et R_L est le paramètre le moins sensible. De plus, elle a constaté expérimentalement qu'après le cisaillement de la surface rocheuse, les paramètres R_L, Z_2 et θ_{2D} diminuent et que les variations de Z_3 et Z_4 ne montrent pas de changement significatif.

Rousseau (2010) a montré par ailleurs que Z_4 est fortement lié à la direction d'observation. Or ce paramètre permet de quantifier, dans une direction donnée, la quantité de surface effectivement mobilisable par le cisaillement. Il a proposé de retenir trois paramètres pour assurer une description complète de la rugosité : Z_2, k et Z_4.

Lopez (2000) a montré également que Z_4 est sensible à la direction dans laquelle il est calculé et que c'est le paramètre qui décrit le mieux la corrélation entre les caractéristiques morphologiques et mécaniques.

Tatone et al. (2013) ont montré que les paramètres R_a, R_L et Z_2 dépendent de l'échelle d'étude.

De plus, à l'exception de k, tous les paramètres statistiques sont a *priori*, par définition, plus ou moins sensibles au plan de référence choisi (Rousseau 2010 ; Mouzannar et al. 2015).

Enfin, plusieurs paramètres dépendent de Δx, donc de la résolution de mesure choisie (Tatone et al 2013).

2.4.2.3 Le paramètre JRC

JRC (*Joint Roughness Coefficient*) est le paramètre de rugosité le plus utilisé en ingénierie à cause de son application facile. Il a été proposé par Barton (1973) et Barton et Choubey (1977). Ce paramètre est déterminé visuellement en comparant un profil donné avec dix profils types de 10 cm de long, le JRC variant entre 0 et 20 (Figure 2-17).

La valeur ainsi déterminée est dépendante de la longueur du profil. C'est pourquoi Barton et Bandis (1982) ont étudié l'effet de changement de longueur du profil mesuré sur le paramètre JRC. Cette étude montre que le JRC varie de façon inversement proportionnelle avec la longueur du profil étudié, de la manière suivante :

$$JRC_n = JRC_0 \left(\frac{L_n}{L_0}\right)^{-0.02JRC_0}$$

Avec JRC_0, la valeur donnée pour le profil de référence de longueur $L_0 \leq 10$ cm et JRC_n, la valeur correspondant à un profil de longueur $L_n > 10$ cm.

Dans tous les cas, la détermination de JRC reste visuelle. Bougnoux (1995), en prenant les résultats de mesure de JRC donnés par sept observateurs, a montré que la valeur de JRC varie d'un observateur à un autre et qu'un même observateur peut donner des valeurs différentes pour deux profils semblables. Hsiung et al. (1993) ont montré également la subjectivité de la détermination de JRC. Pour rendre la détermination de JRC moins subjective, Barton et Choubey (1977) ont proposé deux méthodes pour déterminer le JRC : le «*tilt test*» et le «*push test*». Ils ont introduit également le

paramètre JCS qui représente la résistance à la compression de la roche intacte qui compose la discontinuité.

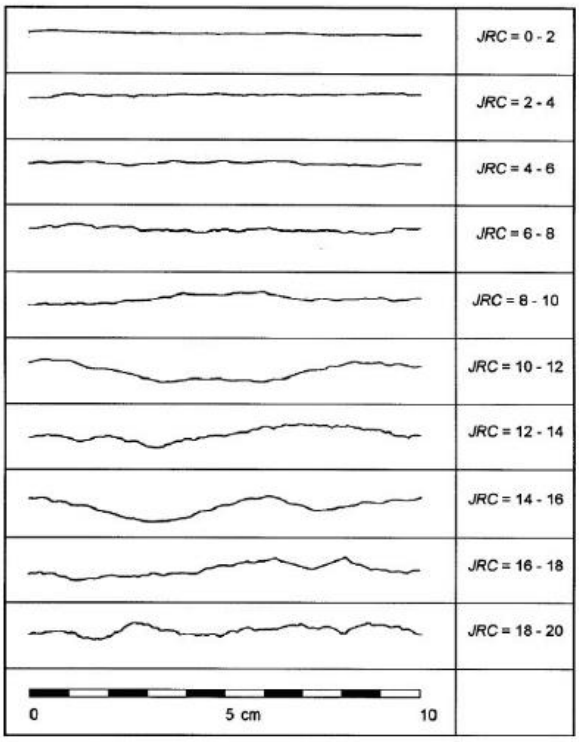


Figure 2-17 Les 10 profils de rugosité et leur JRC selon Barton et Choubey (1977)

Malgré un certain nombre de recherches pour assurer l'objectivité de JRC (Zhao 1997; Odling 1994; Reeves 1985), il reste difficile de déterminer le JRC sans biais. Des relations empiriques ont également été développées pour lier le JRC aux différents paramètres statistiques décrivant la rugosité de surface rocheuse (Tse et al. 1979 ; Maerz et al. 1990 ; Yu et Vayssade 1991).

2.4.2.4 Paramètres tridimensionnels de Grasselli

Grasselli et al. (2002) ont défini des paramètres globaux pour décrire la rugosité d'une surface rocheuse. Ils ont discrétisé la surface rocheuse en petits triangles et ils ont défini l'angle θ^* comme l'angle entre le plan d'un triangle et le plan moyen des moindres carrés suivant la direction d'observation (Figure 2-18). Ils ont supposé que seule la surface des triangles qui sont orientés face à la direction du cisaillement, résiste au cisaillement à l'interface d'une discontinuité rocheuse. Ils ont introduit la variable A_{θ^*} qui est égale à somme des surfaces des triangles ayant un angle positif plus grand que θ^* et ils ont tracé A_{θ^*} en fonction de θ^* (Figure 2-19).

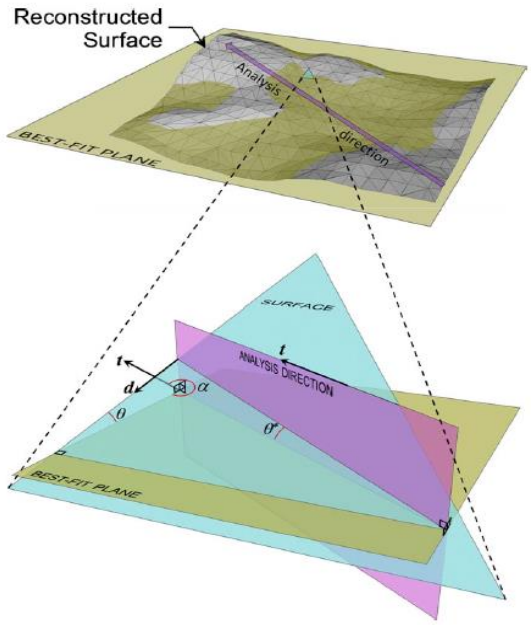


Figure 2-18 Discrétisation de la surface rocheuse proposée par Grasselli (Tatone et Grasselli 2009)

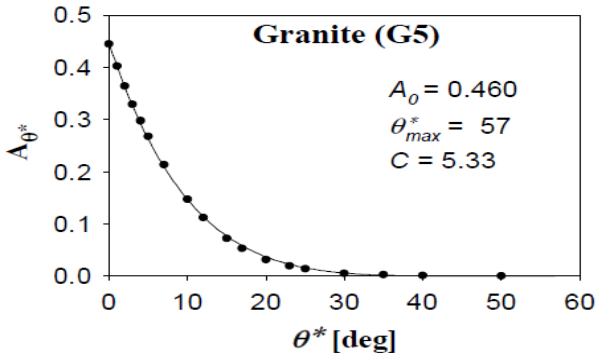


Figure 2-19 Variation de A_{θ^*} en fonction de θ^* sur une éprouvette de granite (Grasselli et al. 2002)

A_0 est ainsi le rapport entre la somme des surfaces des triangles ayant θ^* positif et la somme des surfaces de tous les triangles et C, un paramètre de rugosité décrivant la concavité de la courbe tracée (Figure 2-19). Ces paramètres ont été introduits dans un modèle décrivant le comportement au cisaillement de l'interface roche-roche. Tatone et Grasselli (2013) ont retenu le paramètre $\frac{\theta^*_{max}}{(C+1)}$ pour caractériser la rugosité de la surface rocheuse.

2.4.2.5 Autres paramètres de caractérisation de la morphologie de la surface

En plus des paramètres cités ci-avant, plusieurs auteurs ont tenté de décrire la rugosité de la surface rocheuse par d'autres paramètres.

La méthode géostatistique repose sur l'hypothèse que la distribution des hauteurs z sur une surface a une structure spatiale et donc qu'une méthode d'analyse spatiale peut la mettre en évidence (Flamand 2000, Chilès 2012). L'analyse géostatistique d'une surface rocheuse consiste à établir les corrélations spatiales entre les différentes hauteurs d'un ensemble de points pris sur la surface. Elle fait appel en particulier au variogramme. Plus de détails sur cette méthode se trouvent dans les thèses de Flamand (2000) et Rousseau (2010).

Une autre méthode est la méthode de dimension fractale. Différents auteurs (Mandelbrot 1983 ; Kulatilake et Um 1997; Lanaro 2001 ; Fardin 2003) ont tenté d'étudier la surface rocheuse en la comparant à un objet fractal : un ensemble qui présente des irrégularités semblables à toutes les échelles. Pour caractériser une surface fractale, il est nécessaire de définir deux composantes : la dimension fractale, D qui décrit comment la rugosité varie avec l'échelle, et l'amplitude fractale, A. Différentes méthodes ont été développées pour déterminer ces deux composantes : le variogramme (Orey 1970), la méthode spectrale (Berry et Lewis 1980), la méthode de la longueur de rugosité (*RLM : Roughness Length Method*) développée par Malinverno (1990) puis Fardin et al. (2001).

Enfin, la rugosité des surfaces a également été étudiée pour des surfaces autres que les surfaces rocheuses, par exemple pour une chaussée. La rugosité d'un revêtement de chaussée est caractérisée à partir de relevés de profils de surface pour étudier l'émission du bruit provoquée par le contact pneumatique-chaussée, le frottement entre les pneumatiques et la chaussée, la résistance au roulement et l'usure des pneumatiques. Selon la norme internationale NF EN ISO 13473-1 (2004), la chaussée est ainsi caractérisée par plusieurs paramètres. Ces paramètres se basent sur des principes de calcul proches des paramètres statistiques et donc ne donnent pas une description de la rugosité plus précise que celle déjà donnée par les paramètres statistiques cités ci-avant.

2.4.2.6 Effet de la résolution de mesure sur les paramètres

Tatone et Grasselli (2013) ont étudié l'effet de la résolution de mesure sur la valeur de quelques paramètres de caractérisation de la rugosité : $\frac{\theta^*_{max}}{(C+1)}$,$R_a$, R_L et Z_2. Ils ont digitalisé une surface de 75x75 mm² à l'aide d'un système de stéréo-corrélation d'images avec projection de lumière texturée. En diminuant la résolution par l'augmentation de l'espacement entre deux points consécutifs de 0,044 mm à 1 mm, ils ont trouvé que les valeurs des paramètres calculés diminuent. Par exemple, la valeur de Z_2 calculée pour un espacement de 1mm diminue de 65% par rapport à celle calculée pour un espacement de 0,044mm. Cravero et al. (2001) ont montré également que le paramètre Z_2 diminue avec la diminution de la résolution.

Donc il apparaît que la résolution latérale de mesure influe sur les valeurs des paramètres caractérisant la rugosité de surface, qu'ils soient statistiques ou tridimensionnels. Par conséquent la résolution de mesure joue un rôle important sur la précision des paramètres calculés, d'où la nécessité d'augmenter la résolution pour minimiser les effets sur les calculs effectués. En s'appuyant sur les résultats de Tatone (2009), une résolution de 0,25mm est acceptable et a été retenue pour cette étude.

2.4.3 Effet d'échelle sur la morphologie de la surface rocheuse

La surface rocheuse présente des irrégularités quelle que soit l'échelle d'observation. Des études ont été effectuées sur différentes roches à différentes échelles pour étudier la variation de la rugosité à travers la variation des paramètres qui la décrivent.

Barton et Choubey (1977) ont montré par une étude expérimentale qu'il y a une dépendance entre le paramètre JRC et l'échelle de l'éprouvette en s'appuyant sur des résultats de «*tilt test*» et «*push test*» sur des discontinuités rocheuses de différentes dimensions : JRC diminue avec l'augmentation de la longueur de la discontinuité rocheuse. Une relation décrivant la variation de JRC avec la

longueur (§2.4.2.3) a été établie. Cette variation a également été observée dans l'étude expérimentale de Bandis et al. (1981).

Swan et Zongqi (1985) ont étudié la rugosité de la surface sur des répliques de surface de granite de longueur variant de 9 à 540mm, en utilisant un profilomètre mécanique et en faisant varier le type de plan de référence. La résolution de mesure était de 0,6mm. Ils ont trouvé que la moyenne quadratique des hauteurs des irrégularités (RMS) augmente avec la longueur du profil si le plan de référence est le plan moyen des moindres carrés propre à chaque profil, et qu'elle diminue avec l'augmentation de longueur si le plan de référence est le plan moyen commun à tous les profils. Il est ainsi établi que l'observation de l'effet d'échelle dépend du plan de référence choisi.

Cravero et al. (1995) ont étudié la morphologie d'une surface de marbre : ils ont fait varier la longueur de la surface mesurée de 200mm à 10 000mm. Ils ont utilisé un profilomètre mécanique pour digitaliser le profil de 200mm avec une résolution de 10mm. Pour digitaliser un profil plus long, ils ont couplé les mesures du profilomètre avec les mesures données par un instrument manuel de mesure de hauteur (avec une résolution latérale de 200mm). Ils ont calculé plusieurs paramètres statistiques de caractérisation de la rugosité. Ils ont trouvé qu'il y a un effet d'échelle positif sur ces paramètres si la résolution est constante (10 mm ici) et un effet d'échelle négatif si la résolution varie selon la longueur de profil (1% de la longueur de profil ici). Il est ainsi établi que l'observation de l'effet d'échelle dépend de la résolution de mesure choisie.

Cravero et al. (2001) ont développé un dispositif de mesure utilisant un profilomètre laser en laboratoire (résolutions de mesure retenues : 0,1mm et 0,7 mm) et la photogrammétrie *in-situ* (résolutions de mesure retenues : 3 mm et 50mm) pour caractériser un profil en 2D d'une surface rocheuse de schiste de longueur variant entre 60mm à 5000mm. En calculant le JRC, ils ont trouvé que ce paramètre diminue avec l'augmentation de la longueur d'observation.

Tatone et Grasselli (2013) ont étudié l'effet d'échelle sur la rugosité d'une surface rocheuse de migmatite, en décomposant la surface étudiée en 7 fenêtres carrées concentriques de surface allant de 100mm x 100mm à 1 800mm x 1 800mm, et en utilisant le système de stéréo-corrélation des images avec projection d'une lumière blanche pour digitaliser la surface. Le plan de référence utilisé est le plan moyen des moindres carrés. Les paramètres tridimensionnels de Grasselli et quelques paramètres statistiques ont été calculés. Il a été trouvé que le paramètre tridimensionnel $\frac{\theta^*_{max}}{(C+1)}$, la rugosité surfacique (R_a), la rugosité linéaire (R_L) et Z_2 augmentent avec l'augmentation de la surface rocheuse étudiée.

2.4.4 Conclusion

La méthode de la stéréo corrélation avec projection de lumière texturée a été retenue pour la qualification des surfaces rocheuses dans cette étude.

Plusieurs paramètres existent pour décrire la morphologie d'une surface rocheuse.
Les paramètres statistiques tentent de caractériser les différents aspects de la rugosité en prenant en compte trois variables : hauteur, pente et courbure des irrégularités.
Le JRC est le paramètre le plus utilisé en ingénierie. Mais jusqu'ici, il n'y a pas de méthode objective validée permettant d'évaluer ce paramètre.

Les paramètres tridimensionnels de Grasselli paraissent intéressants pour caractériser la surface dans le cadre de notre étude car ils tendent à définir la portion de surface qui résiste au cisaillement de l'interface. Ils prennent en compte la pente et la surface de contact des irrégularités.
Malgré tous ces paramètres, aucun d'entre eux n'est utilisé pour caractériser globalement la morphologie de surface c'est-à-dire l'ondulation de surface à l'échelle centimétrique et décimétrique. Il paraissait intéressant, pour cette étude, de réfléchir à une méthode qui tienne également compte de la périodicité des ondulations de surface. Cela est présenté plus loin dans le texte.
De plus, le plan de référence et la résolution de mesure influent sur les valeurs calculées de ces paramètres. Nous avons retenu le plan moyen calculé par la méthode de moindres carrées comme plan de référence et la valeur de 0,25mm en résolution.

Enfin, plusieurs études ont étudié l'effet d'échelle sur la rugosité de la surface rocheuse. D'après les résultats, on peut remarquer que cet effet dépend du plan de référence choisi et de la résolution de mesure. On peut également se demander si le type de technologie de mesure utilisée influe sur les résultats et dans quelle mesure, selon le type de surface rocheuse, la caractérisation de la surface rocheuse est plus ou moins sensible à l'effet d'échelle. Pour toutes ces raisons, les études effectuées donnent parfois des résultats différents, voire contradictoires. Le phénomène d'effet d'échelle sur la caractérisation de la rugosité d'une surface rocheuse s'avère donc encore mal compris.

2.5 Caractérisation de l'adhésion initiale du contact béton-roche

Le coulage du béton sur la roche introduit une adhésion initiale du contact qui contribue à la résistance au cisaillement de l'interface béton-roche. La méthode proposée pour caractériser cette adhésion initiale a été d'effectuer des essais de traction directe sur le contact, la valeur de la résistance à la traction du contact béton-roche étant liée principalement à l'adhésion de ce contact.

2.5.1 Principe de l'essai de traction directe

Il n'existe pas de norme pour réaliser un essai de traction directe sur un contact béton-roche. La procédure expérimentale utilisée dans cette étude a été mise en place au laboratoire d'essais CEMETE d'EDF CEIDRE TEGG (Deveze et Coubard 2015). Elle consiste à imposer un effort axial en traction à un carottage cylindrique réalisé dans un bloc contenant un contact béton-roche et resté en place et à déterminer la contrainte maximale au niveau du contact et le mode de rupture. L'effort est appliqué dans l'axe du carottage par l'intermédiaire d'un système « tige scellée/disque collé » et d'un vérin hydraulique.

Dans ce but, une interface béton-roche a été préparée avec les matériaux béton et granite décrits dans des paragraphes précédents (§2.3).

2.5.2 Préparation de l'interface béton-granite

Un bloc rocheux possédant une surface naturelle de 750 x 750mm² a été préalablement découpé à la scie. La surface rugueuse du bloc scié a été nettoyée à l'eau à haute pression. Le bloc rocheux a ensuite été coffré avec du contreplaqué (Figure 2-20) puis le béton a été coulé et vibré. Une épaisseur de béton de 200mm a ainsi été mise en place.



Figure 2-20 Bloc rocheux coffré destiné aux essais de traction directe

Après 28 jours de durcissement du béton, le bloc a été carotté en plusieurs endroits depuis la surface du béton selon un diamètre de 148mm et jusqu'à dépasser de 50mm le contact béton-roche. Pratiquement, du fait du changement de matériau quand le carottier intercepte le contact béton-roche, le carottier se comporte différemment. Le 50mm de profondeur a été établi à partir de ce changement de comportement. Les carottes ainsi découpées ont été laissées sur place. Un forage de diamètre intérieur de 24 mm a été réalisé au centre de chaque carotte. Une tige filetée y a été scellée à la résine en vérifiant que l'axe de la tige est perpendiculaire à la face supérieure de la carotte. Un disque en acier, de 145mm de diamètre et de 30mm d'épaisseur, taraudé en son centre a ensuite été vissé sur la tige filetée et collé sur la face supérieure du carottage. La Figure 2-21 montre une vue de l'interface béton-roche après le carottage : le vérin hydraulique utilisé dans l'application de l'effort de traction durant l'essai est visible positionné sur un carottage.

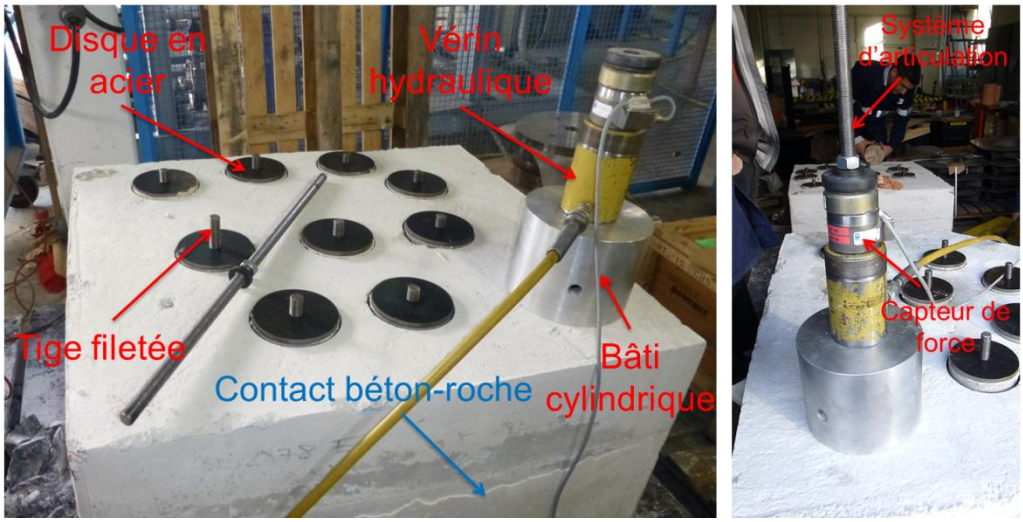


Figure 2-21 L'interface béton-roche avec les carottages préparés pour les essais de traction directe

2.5.3 Dispositif d'essai

Un bâti cylindrique en acier, sur lequel est placé un vérin hydraulique, est mis en appui sur le béton autour du disque (Figure 2-21). Un système à visée laser permet de s'assurer que l'axe de traction est parfaitement aligné avec celui de la carotte. Un axe articulé, équipé d'une tête de chape taraudé, est vissé sur la tige filetée. Ce système articulé reçoit une seconde tige filetée de 1000mm de longueur

afin de pouvoir dépasser du bâti du vérin. Ce système permet le montage d'un système de mesure de l'effort de traction et d'un capteur de déplacement destiné à vérifier l'absence de glissement.

L'essai est asservi en effort à une vitesse de 25kN/min. L'effort de traction est augmenté jusqu'à la rupture du carottage et l'arrachement de la carotte.

2.5.4 Résultats des essais de traction

La contrainte de traction à la rupture a été relevée et le niveau de la rupture a été noté. La rupture du carottage s'est initiée dans l'un des quatre niveaux suivants (Figure 2-22) : le contact béton-disque, le béton, le contact béton-roche ou la roche.

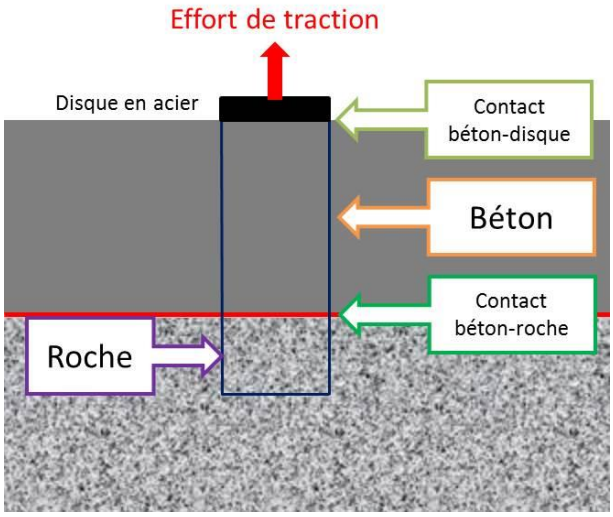


Figure 2-22 Schéma représentant les niveaux de rupture possible lors d'un essai de traction directe sur le contact béton-roche

Le Tableau 2-9 résume les résultats des 11 essais de traction directe réalisés : 4 carottages se sont cassés dans des niveaux autres que le contact béton-roche. Les résultats de ces 4 essais ont été exclus de l'analyse. La valeur moyenne de la résistance à la traction du contact béton-roche a ainsi été trouvée égale à 1,22MPa avec un écart type de 19%. Cette valeur a été retenue dans cette étude comme la résistance à la traction du contact béton-roche testé puisque toutes les interfaces ont été préparées avec les mêmes matériaux et la même propreté de la surface rocheuse.

La valeur de la résistance à la traction calculée est comparable avec celles obtenues par Lo et al. (1990) et EPRI (1992) qui sont de 1,08MPa et 0,8MPa, respectivement. Les essais de traction directe réalisés montrent que le contact béton-roche a une résistance à la traction directe qui n'est pas négligeable par rapport à la résistance à la traction indirecte du béton (3,75MPa).

Carottes	Résistance à la traction σ_t [MPa]	Niveau de la rupture
A1	0,87	Contact béton-roche
B1	1,05	Contact béton-roche
C1	1,18	Contact béton-roche
D1	1,53	Contact béton-roche
E1	1,48	Contact béton-roche
F1	1,05	Contact béton-roche
G1	0,48	Béton
H1	0,97	Béton
I1	1	Contact béton-disque
J1	0,93	Contact béton-disque
K1	1,41	Contact béton-roche
Moyenne (rupture au niveau du contact béton-roche)	1,22	
Ecart-type	0,23 (19%)	

Tableau 2-9 Résumé des résultats des essais de traction directe

2.5.5 Effet des caractéristiques du contact béton-roche sur l'adhésion

Une étude plus détaillée a été faite par EDF CEIDRE TEGG afin de déterminer la résistance à la traction du contact béton-roche en testant différents types de roche et de béton. Plus de détails sur cette étude se trouvent dans Deveze et Coubard (2015).

Un des contacts béton-roche testés a été préparé avec le même granite que notre étude mais un autre béton possédant les caractéristiques citées dans le Tableau 2-10. Ce béton présente une résistance à la compression de 30MPa et une résistance à la traction indirecte de 3MPa. Le filler de calcaire a été ajouté pour améliorer la rhéologie du béton tout en limitant le dosage en ciment et donc la résistance du béton.

Constituant	Quantité (kg/m^3)
Ciment CEM I 42,5R	320
Sable 0/4 mm	680
Granulat 10/20 mm	680
Granulat 4/10 mm	340
Filler calcaire	60
Eau	237

Tableau 2-10 La formulation du béton utilisé par EDF

Ce contact béton-roche présentait une surface de 900 x 750 mm². Durant la préparation du contact, 2 carottes se sont cassées lors du carottage. Par conséquent 6 essais de traction directe ont été réalisés sur ce contact. Contrairement à l'interface présentée précédemment, la surface rocheuse de ce contact a été digitalisée avant le coulage du béton. Les positions des 6 carottes ont été repérées sur la topographie de la surface rocheuse du contact (Figure 2-23). Ainsi il a été possible de définir le plan moyen de la surface rocheuse du contact de chaque carotte et ensuite de corriger la valeur de la résistance à la traction par rapport à l'angle (α^*) entre l'axe de la carotte et le plan moyen (supposé comme étant le plan de rupture).

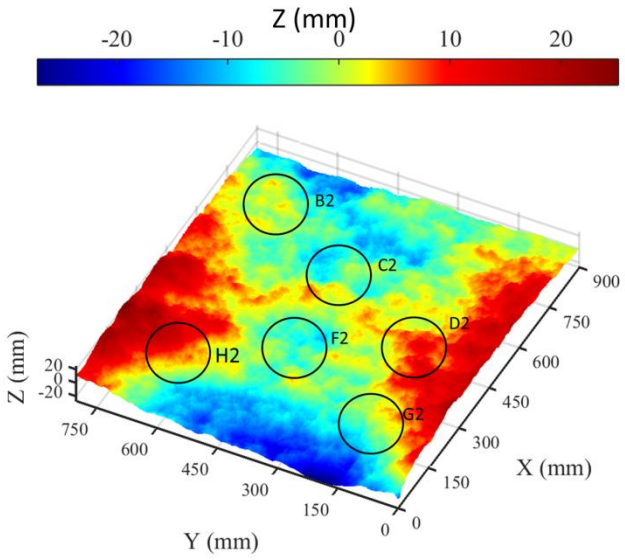


Figure 2-23 Topographie de la surface rocheuse du contact béton-roche testé avec le béton d'EDF

Le Tableau 2-11 résume les résultats de ces 6 essais de traction directe. On peut noter que la valeur de la résistance à la traction trouvée pour ce contact avec ce béton est de 0,7MPa avec un écart-type de 13%.

Carottes	Résistance à la traction σ_t [MPa]	Niveau de la rupture	α^* (°)	σ_t*cos(α) [MPa]
B2	0,78	Contact béton-roche	4,45	0,777
C2	0,84	Contact béton-roche	1,67	0,839
D2	0,6	Contact béton-roche	1,05	0,599
F2	0,65	Contact béton-roche	0,90	0,649
G2	0,73	Contact béton-roche	8,15	0,723
H2	0,58	Contact béton-roche	11,80	0,567
Moyenne (rupture au niveau du contact béton-roche)	0,70			0,69
Ecart-type	0,095 (13%)			0,096 (14%)

Tableau 2-11 Résumé des résultats des essais de traction directe sur le contact béton-roche testé avec le béton EDF

2.5.6 Discussion sur l'adhésion du contact béton-roche

En corrigeant les valeurs de la résistance à la traction mesurées par rapport à l'inclinaison du plan de rupture, on trouve que cette correction n'a pas d'influence sur la valeur moyenne de la résistance à la traction calculée qui reste à 0,7MPa (Tableau 2-11). De plus, si on regarde la topographie de la surface rocheuse (Figure 2-23), on remarque que les carottages ont été réalisés à des endroits où la rugosité présente différents aspects mais l'écart-type calculé reste faible (13%). Donc, à cette échelle, la résistance à la traction du contact béton-roche paraît être une caractéristique intrinsèque, indépendante de l'inclinaison du plan de rupture et de la rugosité de la surface rocheuse.

D'autre part, deux bétons ont été testés avec ces essais : le béton retenu pour cette étude de résistance à la compression de 43MPa et le béton préparé chez EDF CEIDRE de résistance à la compression de 30MPa. On trouve que si la résistance du béton diminue, la résistance à la traction

diminue significativement de 1,22MPa à 0,7MPa (40%). La résistance à la traction du contact béton-roche est donc dépendante des propriétés des matériaux du contact.

Si on compare les constituants des deux bétons, on trouve qu'ils ont en commun le diamètre maximal du granulat utilisé (D_{max} autour de 20mm) avec, plus ou moins, les mêmes dosages tandis que la résistance du ciment et le rapport eau/ciment sont différents : 52,5MPa et 0,56 respectivement dans le béton de cette étude et, 42,5MPa et 0,74 respectivement dans le béton d'EDF. On peut penser que le granulat du béton n'a pas d'effet sur la résistance à la traction du contact béton-roche. L'adhésion initiale du contact semble dépendre des caractéristiques du mortier du béton.

Enfin, les faibles écart-types (19% et 13%) sur les valeurs trouvées des résistances à la traction directe des deux contacts béton-roche préparés montrent que l'adhésion initiale est uniformément repartie sur le contact : le choix et la préparation des surfaces rocheuses ont permis de fournir des surfaces de bonne qualité, qui ne présentent pas d'altération surfacique et pour lesquelles le béton a été bien vibré lors du coulage.

2.6 Caractérisation en cisaillement du contact béton-rocher lisse

Quatre interfaces ayant des surfaces rocheuses lisses ont été préparées afin de caractériser la contribution de l'adhésion initiale sur le comportement au cisaillement de l'interface béton-roche sans avoir l'effet de la morphologie de la surface. Parmi ces quatre interfaces, deux ont été préparées avec adhésion initiale entre le béton et la roche et les deux autres sans adhésion initiale. Ces deux dernières interfaces devraient permettre d'établir l'angle de frottement de base. La préparation de ces interfaces ainsi que la méthodologie de l'essai de cisaillement sont détaillées dans le paragraphe 3.3 suivant. Dans les sections qui suivent, les conditions d'essais, les résultats et l'analyse de ses derniers sont présentés.

2.6.1 Conditions d'essais et résultats

Deux éprouvettes (L1 et L2) présentant un contact béton-granite lisse sans adhésion ont ainsi été cisaillées sous une contrainte normale de 0,6MPa. La Figure 2-24 montre l'évolution de la contrainte tangentielle en fonction du déplacement tangentiel au cours du cisaillement pour ces deux éprouvettes. La contrainte tangentielle à l'interface est calculée en divisant la valeur de l'effort tangentiel par la surface de cisaillement ajustée, à chaque instant, selon le déplacement tangentiel. La courbe rouge pour l'éprouvette L1 ne présente pas de pic bien marqué. La valeur de la contrainte tangentielle au pic est de 0,29MPa. La courbe bleue pour l'éprouvette L2 présente un pic plus marqué avec une résistance plus importante (0,37MPa) suivie d'une phase de radoucissement puis d'une phase résiduelle. La résistance résiduelle est trouvée égale à 0,27MPa pour les deux interfaces.

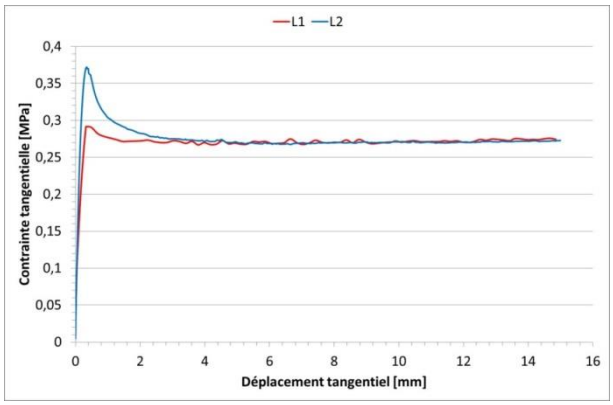


Figure 2-24 Evolution des contraintes tangentielles en fonction du déplacement tangentiel pour les éprouvette L1 et L2

Deux éprouvettes (LA1 et LA2) présentant un contact béton-rocher lisse et une adhésion initiale entre le béton et la roche ont été cisaillées sous une contrainte normale de 0,6MPa. La Figure 2-25 montre l'évolution des contraintes tangentielles en fonction du déplacement tangentiel au cours du cisaillement de ces deux éprouvettes. La contrainte tangentielle à l'interface est calculée en divisant la valeur de l'effort tangentiel par la surface de cisaillement ajustée, à chaque instant, selon le déplacement tangentiel. Les deux courbes ne présentent pas de pic bien marqué. L'éprouvette LA1 (courbe rouge) présente une résistance de pic de 0,48MPa tandis que l'éprouvette LA2 (courbe bleue) présente une résistance de pic de 0,38MPa. Ces résistances de pic sont ainsi inférieures à la valeur de la contrainte normale appliquée (0,6MPa) mais également à la valeur de la résistance à la traction mesurée du contact béton-roche (§2.5: 1,22MPa). Les résistances résiduelles sont trouvées égales à 0,45MPa et 0,37MPa pour les deux interfaces LA1 et LA2 respectivement.

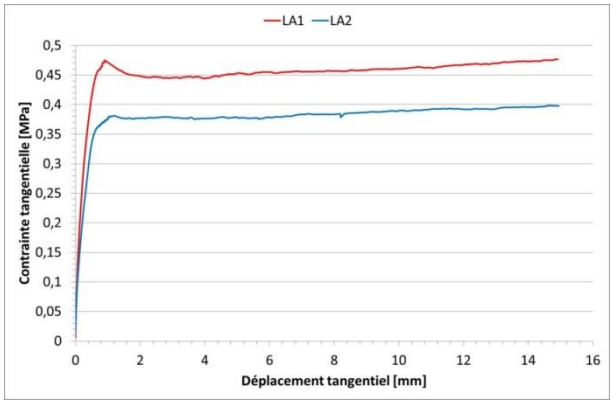


Figure 2-25 Evolution des contraintes tangentielles en fonction du déplacement tangentiel pour les éprouvette LA1 et LA2

2.6.2 Discussion

Pour les essais de cisaillement sur les contacts béton-rocher lisse sans adhésion, les résultats sur les deux éprouvettes présentent deux comportements au cisaillement différents. Le comportement au cisaillement de l'éprouvette L2 présente une importante phase de radoucissement comme si le contact n'était pas lisse. En fait, après avoir décoffré et enlevé le film en plastique, la surface de béton du contact de l'éprouvette L2 a montré une légère concavité, ce qui pourrait justifier cette différence de comportement, le contact n'étant pas parfaitement plan. On peut aussi se demander si le plan de cisaillement a bien été positionné dans le plan du contact. Pour confirmer cela, on peut regarder les mesures du déplacement normal en fonction du déplacement tangentiel (Figure 2-26). En fait, pour l'interface L1, le déplacement normal (Figure 2-26 : courbe rouge) se stabilise après le

pic de contrainte tandis que pour l'interface L2 (Figure 2-26 : courbe bleue), malgré le contact lisse, le déplacement normal augmente significativement après le pic de contrainte. Cette observation peut donc justifier l'existence d'une inclinaison du plan du contact par rapport au plan cisaillé pour l'éprouvette L2.

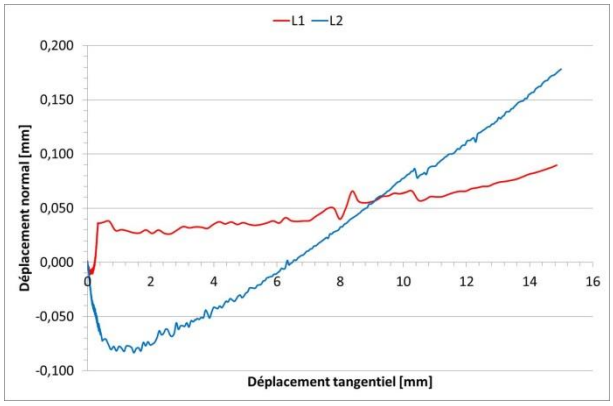


Figure 2-26 Evolution du déplacement normal en fonction du déplacement tangentiel pour les deux éprouvettes L1 et L2

En prenant la moyenne des deux essais, l'angle de frottement de base entre le béton et le granite φ_b est évalué à 30°. Une valeur de même ordre de grandeur a été évaluée par Gutiérrez (2013).

Les résultats des essais de cisaillement des interfaces ayant des contacts lisses avec une adhésion initiale ne ressemblent pas aux résultats trouvés dans la littérature (Gutiérrez 2013; Tian et al. 2015) où la courbe de contrainte tangentielle présente une valeur de pic plus importante que la valeur de la contrainte normale appliquée avant une chute brusque de la contrainte tangentielle. Dans notre cas, nous n'observons pas cette chute brusque de contrainte caractéristique d'une rupture fragile. Par conséquent, les valeurs de résistance au pic évaluées ici ne semblent pas caractériser le contact lisse avec adhésion initiale. On peut se demander si cet échec dans les deux essais ne viendrait pas d'une difficulté de positionnement du plan de cisaillement ou d'un endommagement des contacts préalablement aux essais, les éprouvettes ayant subi un trajet Lyon-Aix en Provence après coulage du béton. Si on regarde les mesures du déplacement normal en fonction du déplacement tangentiel (Figure 2-27). Pour les deux interfaces LA1 (Figure 2-27 : courbe rouge) et LA2 (Figure 2-27 : courbe bleue), malgré le contact lisse, le déplacement normal augmente significativement après le pic de contrainte. Cette observation peut donc justifier l'existence d'une inclinaison du plan du contact par rapport au plan cisaillé pour les éprouvettes.

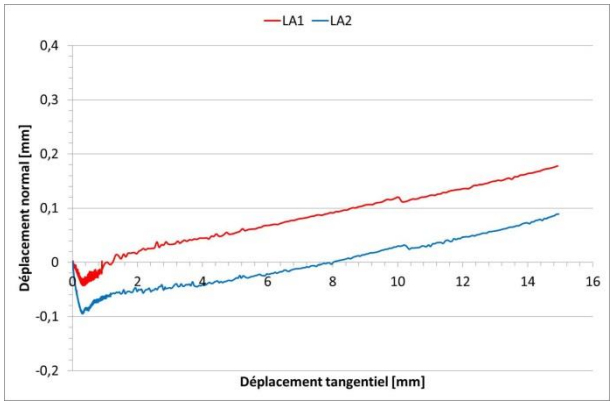


Figure 2-27 Evolution du déplacement normal en fonction du déplacement tangentiel pour les deux éprouvettes LA1 et LA2

3 Essais de cisaillement d'interface béton-roche à différentes échelles : méthodologie

Selon le programme expérimental défini au §2.1, des essais de cisaillement direct ont été réalisés sur des éprouvettes de différentes tailles contenant des interfaces béton-roche préparées au laboratoire. Selon les dimensions des éprouvettes préparées, 3 différentes boîtes de cisaillement ont été utilisées dans cette étude.

Dans la suite, la méthodologie retenue pour effectuer un essai de cisaillement est présentée puis pour chaque échelle, la boîte de cisaillement utilisée est décrite et les étapes de préparation des éprouvettes sont exposées.

3.1 Méthodologie retenue pour les essais de cisaillement direct sur une interface béton-roche

Pour reproduire au mieux les conditions réelles de chargement d'un barrage et prendre en compte la contrainte normale appliquée par le poids propre, la procédure d'essai de cisaillement direct à contrainte normale constante a été retenue pour cette étude. Pour que l'essai soit en contrainte normale constante (CNC), l'effort normal appliqué sur l'interface a donc été corrigé en tenant compte de la valeur de la surface théorique en contact corrigée du déplacement tangentiel mesuré. Selon les systèmes de pilotage des boîtes de cisaillement utilisées, deux boîtes sur trois n'avaient pas cette possibilité d'asservissement. Dans ces deux cas, la procédure à force normale constante a été retenue. L'influence de ce conditionnement du chargement normal sur les résultats de la résistance au pic a été supposée négligeable du fait que la rupture du contact lié intervient en général à un dixième de la longueur cisaillée.

En se basant sur les valeurs de contraintes normales auxquelles la fondation rocheuse d'un barrage poids est soumise, des contraintes normales inférieures ou égales à 1MPa ont été choisies pour réaliser les essais de cisaillement. Cette gamme de contraintes normales a été estimée en considérant les barrages-poids habituels en France, de hauteur 10 à 60m, construits avec du béton de masse volumique moyenne de 2300kg/m^3 (CFBR 2012).

Lors de la mise en charge de l'effort normal, la norme ISRM pour les essais de cisaillement direct sur des discontinuités rocheuses (Muralha et al. 2014) recommande de contrôler et limiter la vitesse du chargement normal. Cette norme a été respectée : chaque phase de chargement normal a duré 5 minutes au moins et la vitesse de chargement normal a été fixée inférieure à la vitesse maximale imposée par les recommandations ISRM (0,01MPa/s).

En respectant la norme ISRM (Muralha et al. 2014), la vitesse de déplacement tangentielle appliquée durant les essais a été de de 0,1mm/min. Cette vitesse a été choisie pour éviter tout déplacement incontrôlé à la rupture. Pour les essais à grande échelle et quand le cisaillement était visiblement dans la phase de comportement résiduel, la vitesse de cisaillement a été augmentée à 0,2mm/min comme proposé par la norme ISRM (Muralha et al. 2014).

Lors des essais, différents paramètres ont été enregistrés : la force normale, la force tangentielle, le déplacement normal et le déplacement tangentiel. Ils ont été enregistrés avec un pas de temps constant de 0,1s (10Hz).

3.2 Etude à petite échelle

Ces essais à petite échelle sont ceux habituellement réalisés dans l'ingénierie pour déterminer la résistance au cisaillement de l'interface béton-roche pour vérifier la stabilité d'un barrage existant. Ces essais sont alors réalisés sur des carottes prélevées au niveau d'interfaces béton-roche de barrages existants. Dans cette étude, et afin d'avoir les mêmes caractéristiques des matériaux du contact, une interface béton-roche a été préparée puis des carottes ont été prélevées, préparées et testées au laboratoire TEGG d'EDF CEIDRE. Au total 8 carottes, chacune de diamètre 80mm, ont été testées.

3.2.1 La boîte de cisaillement 3R

La boîte de cisaillement 3R (Figure 3-1) se trouve au laboratoire TEGG d'EDF CEIDRE à Aix-en-Provence, France. La boîte est constituée d'une demi-boîte inférieure fixe et une demi-boîte supérieure mobile. Elle est adaptée pour cisailler une éprouvette ayant au maximum 200mm (l) x 148mm (L) x 260 mm (H) comme dimensions. Un espacement de 15 mm est laissé libre autour de la discontinuité testée.

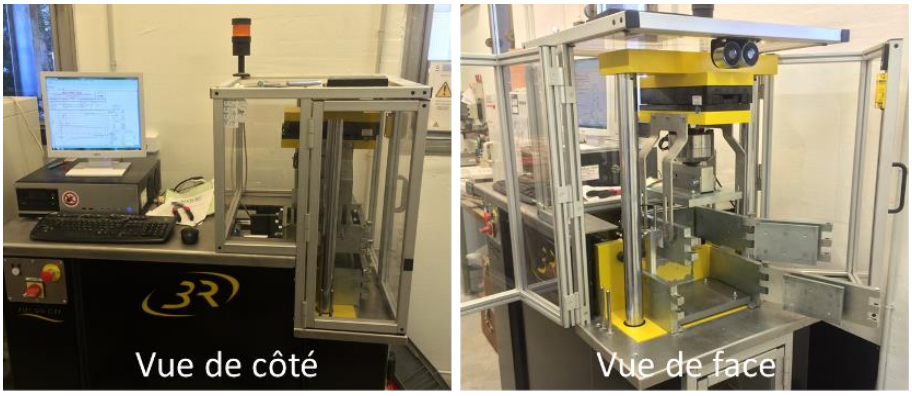


Figure 3-1 Boîte de cisaillement 3R

La charge normale est appliquée sur l'éprouvette par l'intermédiaire d'une plaque de 20mm d'épaisseur d'EPDM de haute densité. Cette plaque permet malgré le pivot de s'adapter à une éventuelle légère inclinaison de l'éprouvette et également d'amortir les mouvements brusques pouvant être générés au cours de l'essai. Un vérin électromécanique horizontal permet de déplacer la demi-boîte supérieure à une vitesse de cisaillement constante. Le mouvement de cette demi-boîte supérieure dans l'axe tangentiel est assuré par un patin à rouleaux. Cela permet par ailleurs de minimiser les phénomènes de frottement. La mesure de l'effort normal appliqué est réalisée au moyen d'un capteur de force sollicité en compression d'une capacité de 30kN.

Un déplacement tangentiel imposé à vitesse constante permet le déplacement de la demi-boîte supérieure parallèlement à la discontinuité testée. La mesure de l'effort tangentiel appliqué est réalisée au moyen d'un capteur de force sollicité en compression d'une capacité de 50kN.

Les mesures des déplacements normal et tangentiel sont réalisées par deux capteurs LVDT[4] (un capteur par type de déplacement), ayant une course maximale de 20mm.

Cette boîte est programmée pour réaliser des essais de cisaillement sous effort normal constant.

3.2.2 Préparation des éprouvettes carottées

Un bloc de granite scié avec une surface rugueuse naturelle de 900 x 750mm² a été utilisé pour préparer l'interface béton-roche à carotter. L'intégralité de la surface rocheuse a été digitalisée avec le système ATOS *compact scan*. Les zones des carottages ont été définies (Figure 3-2) en tenant compte des distances minimales à respecter entre chaque carottage pour s'affranchir des effets de bord. Les coordonnées de chaque centre ont ensuite été reportées sur les faces latérales du bloc afin de pouvoir repositionner les carottages sur la surface supérieure du béton après coulage.

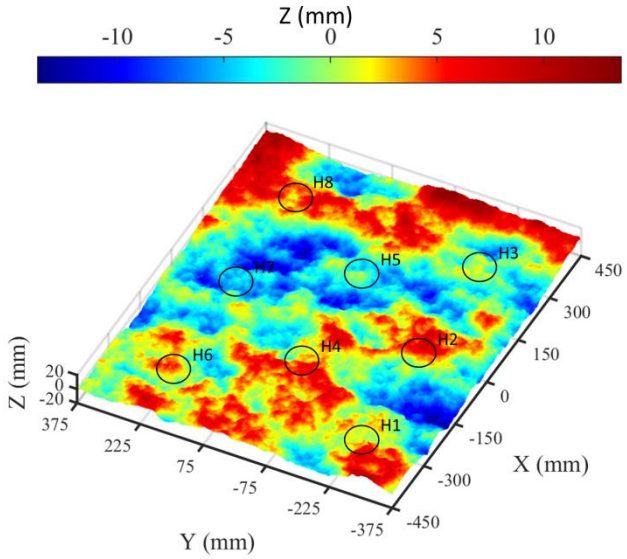


Figure 3-2 Topographie de la surface rocheuse et les positions des carottes prélevées

Le bloc rocheux a été coffré avec du contreplaqué en bois. Une épaisseur de 150mm de béton a été coulée sur la face supérieure du bloc. Après 15 jours de durcissement du béton, les 8 éprouvettes ont été carottées et prélevées. Le carottage des éprouvettes a été réalisé avec un carottier double avec un diamètre intérieur de 80mm.

A l'aide de la topographie digitalisée, il a été possible de calculer le plan moyen de chaque contact circulaire carotté. Une méthode a été mise en place afin de positionner le plan moyen sur chaque carotte (Annexe A). Cependant il a été constaté après l'essai de cisaillement que les carottes n'ont pas été prélevées parfaitement dans les zones initialement repérées. Par conséquent, le plan repéré lors de la préparation de l'éprouvette et qui a été cisaillé ne correspond pas exactement au plan moyen du contact étudié.

La norme Française XP P 94-424 (2003) a été respectée pour préparer les éprouvettes. Une reprise des surfaces supérieure et inférieure des carottes a été effectuée afin que le plan de cisaillement défini soit au milieu et parallèle à ces deux surfaces et de sorte que la hauteur de l'éprouvette soit adaptée aux dimensions de la boîte de cisaillement (Figure 3-3). La carotte a ensuite été placée

[4] Linear Variable Differential Transformer

centrée dans un moule ayant les mêmes dimensions que la demi-boîte de cisaillement. La partie roche de la carotte a ensuite été scellée dans le moule au moyen d'un mortier à prise rapide (PCI *Seltex :* résistance à la compression = 20MPa après un jour de durcissement). Après la prise du mortier, une couche de sable d'épaisseur 15mm a été déposée sur la surface supérieure du mortier afin de maintenir l'espacement imposé entre les deux demi-boîtes. Puis la partie béton du carottage a été scellée à son tour de la même manière dans le deuxième moule. L'éprouvette préparée est ensuite extraite du coffrage après la prise du deuxième scellement au mortier et le sable a été enlevé. La Figure 3-4 présente une éprouvette typique préparée à partir d'une carotte prélevée et prête pour être cisaillée dans la boîte de cisaillement 3R. Les 8 éprouvettes préparées ont été nommées de H1 à H8.



Figure 3-3 Les éprouvettes carottées après reprise des surfaces



Figure 3-4 Eprouvette de cisaillement préparée à partir d'une carotte

3.3 Etude à l'échelle intermédiaire - 1

L'ensemble des blocs rocheux à cette échelle provient de la découpe d'un seul et même bloc de granite. La découpe a été réalisée par le laboratoire CEMETE d'EDF TEGG de telle sorte que les faces latérales soient perpendiculaires au plan moyen de la surface rugueuse et que ce dernier soit le plus horizontal possible. Pour les éprouvettes avec des surfaces lisses, la partie supérieure présentant une rugosité naturelle a été également sciée de sorte qu'elle soit parallèle à la partie inférieure. Chacun des blocs rocheux sciés avait une surface de cisaillement de 200mm x 120mm avec une hauteur

moyenne de 100mm à l'exception des deux blocs destinés aux éprouvettes avec surfaces lisses sans adhésion dont la largeur était de 150mm. Les éprouvettes avec contact béton-roche ont ensuite été préparées à l'IFSTTAR puis testées dans la boîte de cisaillement 3R (§3.2.1) du laboratoire TEGG d'EDF CEIDRE.

Pour préparer les 6 éprouvettes présentant une surface rugueuse, une méthode a été mise en place dans le but de repérer la position du plan moyen du contact béton-roche. Elle a consisté à fixer sur un coin du petit bloc rocheux, une équerre en acier selon une position déterminée et tracée sur les deux faces latérales du bloc. Ensuite la surface rocheuse rugueuse du bloc a été digitalisée avec le système ATOS *compact scan* en incluant l'équerre en acier (Figure 3-5). Après avoir traité les données de digitalisation en prenant le plan de l'équerre comme plan de référence de la topographie de la surface, le plan moyen de la surface rocheuse a été calculé par la méthode des moindres carrés et il a pu être positionné par rapport au plan de l'équerre. Quatre lignes formant un plan parallèle au plan moyen de la surface rocheuse ont ensuite été tracées sur les faces latérales du bloc rocheux afin de matérialiser le plan moyen.



Figure 3-5 Digitalisation du bloc rocheux rectangulaire à l'échelle intermédiaire - 1

Les boîtes en acier servant pour le scellement des éprouvettes des essais de cisaillement à la boîte 3R ont été utilisées directement pour le coffrage. Le bloc rocheux a été calé dans la demi-boîte inférieure de sorte que le plan moyen de la surface de cisaillement soit dans le plan de cisaillement de la machine c'est-à-dire à mi-hauteur dans la boîte en acier. Le béton a été ensuite coulé et vibré (Figure 3-6). Après 7 jours de durcissement, les éprouvettes décoffrées étaient prêtes à être cisaillées (Figure 3-7).

Pour les éprouvettes avec surfaces lisses, la face supérieure lisse du bloc granite a été calée dans la boîte en acier de sorte qu'elle soit à mi-hauteur de la boîte. Pour les éprouvettes avec interface lisse et adhésion initiale au contact, le béton a été coulé et vibré directement sur le bloc tandis que pour les éprouvettes avec interface lisse sans adhésion au contact, un film plastique a été intercalé entre la surface rocheuse lisse et le béton avant son coulage. Après durcissement du béton, ce film plastique a été éliminé laissant l'éprouvette formée des deux épontes béton et granite.



Figure 3-6 Coulage du béton des 6 éprouvettes à l'échelle intermédiaire - 1



Figure 3-7 Eprouvette à l'échelle intermédiaire - 1 prête pour l'essai du cisaillement

3.4 Etude à l'échelle intermédiaire - 2

A cette échelle, 9 éprouvettes ayant une surface de cisaillement naturelle de 180 x 180mm² ont été préparées puis testées au laboratoire de mécaniques des roches du CEREMA DTer Sud-ouest.

3.4.1 La boîte de cisaillement MTS

Les éprouvettes à l'échelle intermédiaire - 2 ont été testées dans la boîte de cisaillement MTS 816 (Figure 3-8) du laboratoire de mécaniques des roches du CEREMA DTer Sud-Ouest.

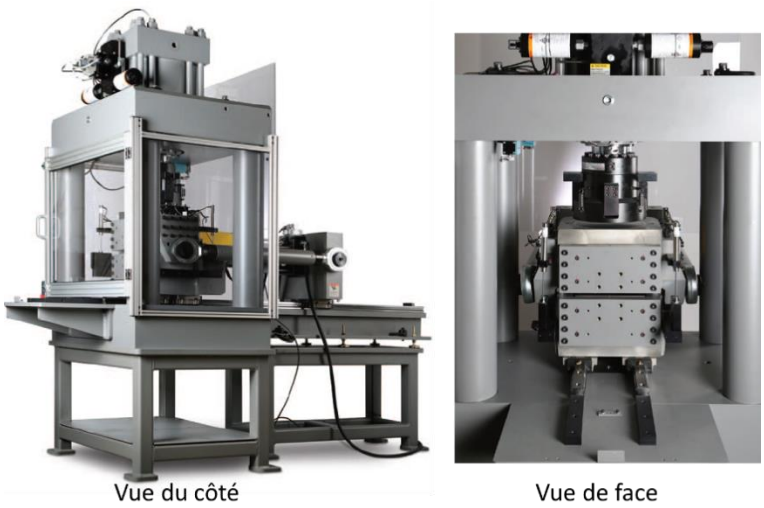


Figure 3-8 La boîte de cisaillement MTS 816 (MTS 2014)

Ce système de cisaillement est un système servo-hydraulique à commande numérique. Il est formé de deux demi-boîtes, chacune de dimensions 200mm (l) x 200mm (L) x 160mm (H) avec un espacement de 20mm entre les deux demi-boîtes. La demi-boîte supérieure est fixe alors que la demi-boîte inférieure est mobile entraînée par un vérin horizontal qui permet de la déplacer à une vitesse de cisaillement constante. Le piston du vérin horizontal tire sur la demi-boîte inférieure à l'aide de deux bras qui lui sont solidaires. La charge normale est appliquée par un vérin vertical par l'intermédiaire d'une embase à rotule axiale s'appuyant sur la demi-boîte supérieure. La capacité nominale du vérin de la machine est de 500kN pour l'effort normal et de 200kN pour l'effort de cisaillement.

La boîte de cisaillement est équipée de 6 capteurs LVDT: 4 capteurs verticaux et 2 capteurs horizontaux. Ces capteurs LVDT sont fixés sur la demi-boîte supérieure et mesurent les déplacements relatifs normal et tangentiel entre la demi-boîte supérieure et la demi-boîte inférieure. Ils ont la capacité de mesurer un déplacement maximal de 25mm.

Le système n'étant pas encore programmé pour effectuer des essais de cisaillement à contrainte normale constante, les essais ont donc été réalisés à effort normal constant.

3.4.2 Préparation des éprouvettes

Pour faciliter le calage du plan moyen du contact béton-roche dans le plan de cisaillement de la boîte de cisaillement, il a été décidé de préparer l'interface béton-roche avec une surface de cisaillement de 180 x 180mm² donc plus petite que la surface imposée par la boîte de cisaillement.

Afin de préparer ces éprouvettes, un grand bloc de granite a été découpé en laboratoire en 9 petits blocs parallélépipédiques. Chaque bloc scié avait une seule surface naturelle de granite non sciée de 180 x 180mm².

Afin de matérialiser le plan moyen du contact béton-roche, la surface rocheuse a été digitalisée (Figure 3-9) en suivant la même méthode décrite dans §3.3.

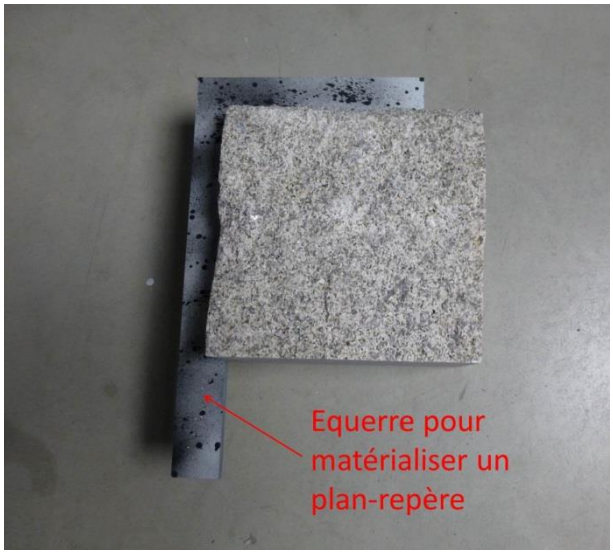


Figure 3-9 Surface rocheuse naturelle de granite à digitaliser

Le bloc rocheux a ensuite été coffré par du contreplaqué filmé (Figure 3-10). Le niveau supérieur du coffrage mis en place a été réglé de sorte que la distance entre ce niveau et le plan moyen de la surface rocheuse soit égale à 100mm. Le béton a été coulé et vibré. Après 7 jours de durcissement, le plan moyen a été matérialisé sur l'éprouvette décoffrée en traçant une ligne sur les 4 faces latérales (Figure 3-11).

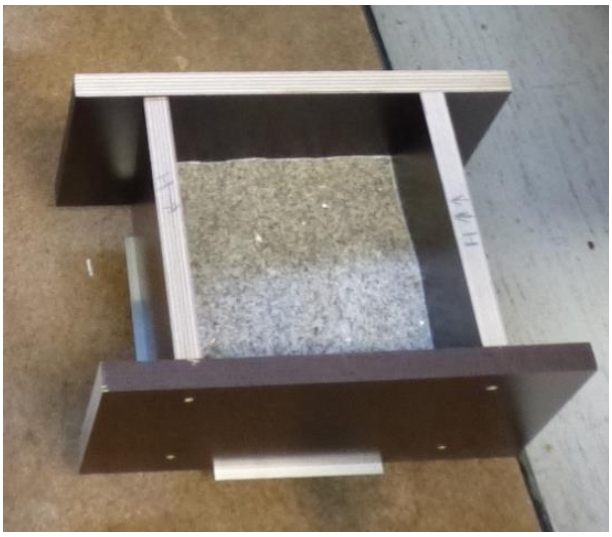


Figure 3-10 Bloc rocheux coffré

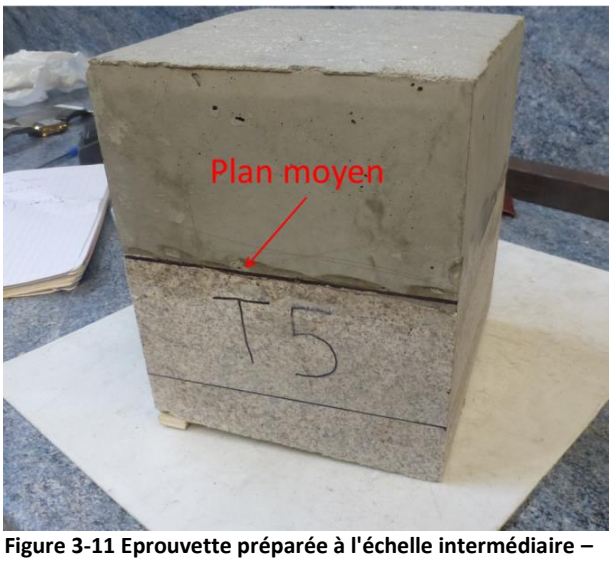


Figure 3-11 Eprouvette préparée à l'échelle intermédiaire – 2

Pour effectuer un essai de cisaillement direct dans la boîte de cisaillement MTS, les deux parties béton et roche de l'éprouvette doivent être scellées dans deux demi-boîtes à l'aide de mortier de scellement pour assurer le calage et la position du contact. Ces demi-boîtes sont ensuite placées dans la machine de cisaillement puis bloquées par serrage. Dans ce but, la partie rocheuse de l'éprouvette a été placée dans la demi-boîte inférieure puis a été centrée et calée de sorte que le plan moyen tracé soit dans le plan de cisaillement du système de cisaillement en respectant la direction de cisaillement choisie. Ensuite la partie rocheuse a été scellée par un mortier à prise rapide (BETEC 804 : résistance à la compression après un jour de durcissement = 30 MPa). Lorsque le mortier a atteint une résistance convenable, la surface supérieure du mortier a été recouverte par un élément de séparation d'épaisseur 20mm qui a pu être retiré facilement avant de réaliser l'essai. La demi-boîte supérieure a été mise en place au-dessus de l'autre demi-boîte. Les deux ont été rendues solidaires par l'intermédiaire d'une poignée vissée sur chacune d'elle. Le mortier de scellement a ensuite été coulé dans la demi-boîte supérieure.

Les 9 éprouvettes préparées ont été nommées de T1 à T9.

3.5 Etude à grande échelle

Dans cette étude, de grandes interfaces béton-roche (1500 x 1000mm²) ayant les mêmes propriétés que les interfaces testées en cisaillement à des échelles inférieures ont été cisaillées. Les essais ont été effectués grâce à la grande boîte de cisaillement qui se trouve au laboratoire Géomatériaux du CEREMA DTer centre-est.

L'éprouvette testée dans la grande boîte de cisaillement était constituée de deux demi-blocs : un demi-bloc supérieur formé de béton coulé directement sur un demi-bloc inférieur formé d'un bloc rocheux complété d'une couche de béton. Le contact béton-roche entre les deux demi-blocs a été l'objet de cette étude. Chaque demi-bloc avait un volume de 1500 x 1000 x 625 mm^3. Au total, 5 interfaces béton-roche ont été cisaillées durant cette étude. Les 5 éprouvettes préparées ont été nommées I1, I2, I7, I8 et I9.

La réalisation d'un essai de cisaillement en laboratoire à cette échelle étant hors norme, une phase de conception complète a été nécessaire préalablement au lancement de l'étude à cette échelle.

3.5.1 La grande boîte de cisaillement du CEREMA

La grande boîte de cisaillement ou la "grosse bleue" utilisée dans cette étude est installée au CEREMA à Lyon (Figure 3-12). Cette machine est capable de cisailler une surface jusqu'à 1,5 x 10^6 mm².

La machine est formée de deux demi-boîtes de 1500mm (l) x 1000mm (L) x 625mm (H) chacune avec un espacement de 50mm entre les deux. La demi-boîte inférieure est fixe. La demi-boîte supérieure se déplace tangentiellement à la discontinuité testée. Les mouvements de la demi-boîte supérieure sont bloqués dans le sens transversal. La demi-boîte supérieure est libre de se déplacer dans les sens tangentiel et normal au contact grâce à une articulation par maillons, de façon à autoriser les mouvements de rotation et de basculement imposés par le cisaillement. Le déplacement tangentiel est appliqué via une vitesse de déplacement imposée constante.

La machine a déjà été utilisée, entre autres, pour étudier le comportement au cisaillement d'une discontinuité ouverte renforcée par une ou plusieurs armatures (Maiolino et Pellet 2015 ; Bidaut et al. 2006).



Figure 3-12 La grande boîte de cisaillement du CEREMA

Une plaque de répartition posée sur la surface supérieure de l'éprouvette supporte deux vérins hydrauliques ayant chacun une capacité maximale de 1000kN (Figure 3-13). Ces deux vérins permettent l'application de l'effort normal durant l'essai. Les deux vérins soulèvent le palonnier d'effort normal qui, installé sur un berceau en contact avec la surface inférieure de la demi-boîte inférieure, assure le massif de réaction. Des patins à rouleaux entre le berceau et la demi-boîte inférieure permettent de supprimer tout frottement parasite au cours de la translation de l'ensemble palonnier/berceau lors du déplacement de la boîte supérieure. L'effort normal est ainsi toujours appliqué selon la verticale. Une articulation entre les branches du palonnier et le berceau ainsi qu'une béquille permettent de basculer le palonnier pour la mise en place de l'éprouvette dans la machine. Cette grande boîte a été adaptée pour effectuer des essais de cisaillement sous contrainte normale constante.

La Figure 3-13 montre les différents constituants de la grande boîte de cisaillement.

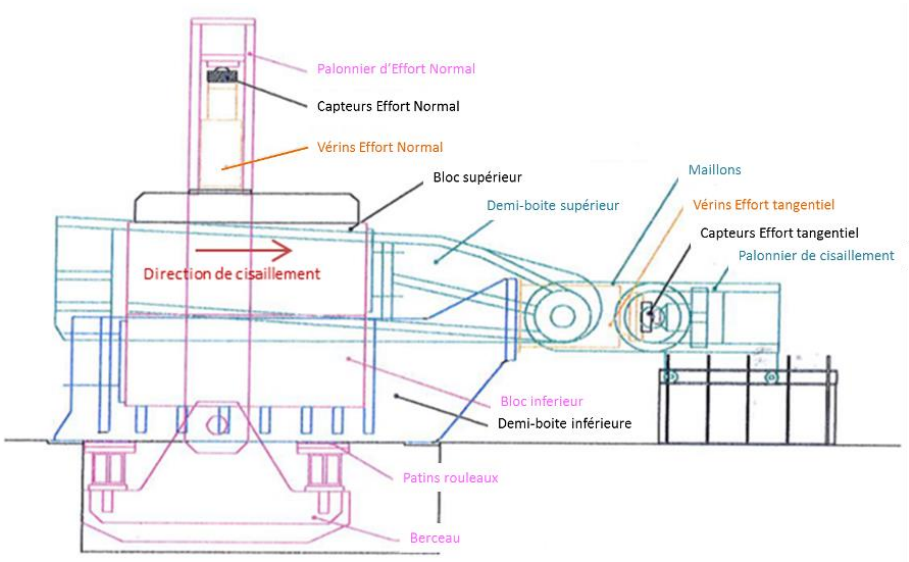


Figure 3-13 Schéma de la grande boîte de cisaillement

Deux vérins hydrauliques permettent l'application du déplacement tangentiel et donc de l'effort de cisaillement. Chacun de ces deux vérins développe une poussée maximale de 2500kN. Ces deux vérins sont alimentés par une centrale à deux débits séparés égaux. Ces deux vérins poussent un palonnier de cisaillement avec une même vitesse de déplacement imposée ; les deux déplacements tangentiels appliqués sont donc égaux. Ce palonnier, par l'intermédiaire des maillons d'articulation, exerce une traction sur la demi-boîte supérieure (Figure 3-13) causant son déplacement horizontal. La course maximale de la demi-boîte est de 350mm.

Durant l'essai, l'effort normal est mesuré par deux capteurs de force sollicités en compression entre les têtes des vérins normaux et le palonnier d'effort normal (un capteur par vérin). L'effort de cisaillement est mesuré pour chacun des deux vérins d'effort de cisaillement par un capteur de force sollicité en compression entre la tête du vérin et le palonnier de cisaillement. La capacité maximale de chaque capteur d'effort tangentiel est limitée à 2000kN.

Le déplacement normal relatif entre les deux demi-boîtes est mesuré par quatre capteurs LVDT disposés au niveau des quatre arêtes verticales de la demi-boîte supérieure. Ils permettent de quantifier les mouvements de basculement et de rotation ainsi que la dilatance lors de l'essai.

Le déplacement tangentiel est mesuré par deux capteurs de déplacement magnétostrictifs indiquant le déplacement des pistons des vérins d'effort de cisaillement. Du fait de l'effort tangentiel généré, la déformation élastique de la demi-boîte supérieure peut ne pas être négligeable. Pour mesurer le déplacement réel de la demi-boîte supérieure par rapport à la demi-boîte inférieure, un capteur LVDT effectue une mesure au milieu de la plaque arrière de la demi-boîte supérieure.

3.5.2 Préparation des éprouvettes

Cinq blocs de granite ayant une surface de rugosité naturelle de 1500 x 1000mm² avec une hauteur moyenne de 250mm ont été prélevés dans la carrière de Salagnac (§2.3.1.2). Les blocs ont été découpés en atelier. Le mode de découpe a été le suivant :

- découpe préalable sur le bloc brut extrait en carrière d'une tranche d'épaisseur moyenne 250 mm (200 mm au minimum de roche doivent être présents localement) parallèlement à la surface rugueuse naturelle. Cette découpe a pour but de limiter le poids du bloc rocheux afin de faciliter sa manipulation et son transport ;
- découpe latérale perpendiculairement au plan moyen de la surface rugueuse (Figure 3-14). Pour cette découpe, le bloc a été posé face rugueuse en contact avec la table de découpe. Les blocs obtenus (Figure 3-15) à la fin de cette découpe présentent des surfaces naturelles de 1,5 x 10^6 mm².



Figure 3-14 Découpe latérale d'un bloc rocheux



Figure 3-15 Un bloc rocheux découpé

3.5.2.1 Digitalisation de la surface rocheuse et qualification du plan moyen

Le bloc rocheux a été digitalisé afin d'obtenir une topographie de la surface rocheuse permettant d'une part d'étudier la morphologie de la surface rocheuse et d'autre part de déterminer le plan moyen de cette surface qui a été choisi comme plan de cisaillement. La démarche suivie pour accomplir cet objectif a été la suivante :

- un plan horizontal quelconque a été matérialisé, en s'appuyant sur un niveau laser, sur les 4 faces latérales du bloc rocheux en traçant 4 lignes ;
- quatre équerres ont été fixées sur les quatre coins du bloc au niveau du plan horizontal ainsi tracé (Figure 3-16). Ces équerres servent à matérialiser le plan horizontal durant la digitalisation de la surface rocheuse ;
- la surface rocheuse a été recouverte d'une peinture antireflet. Cette peinture sert à limiter la réflexion de la lumière sur la surface rocheuse au moment de la digitalisation ;
- la surface rocheuse a été digitalisée en utilisant le système ATOS *compact scan* (Figure 3-16) ;



Figure 3-16 Digitalisation du grand bloc rocheux et des 4 équerres

- le plan moyen de la surface rocheuse a été calculé, après traitement des mesures topographiques, par la méthode des moindres carrées et sa position a été repérée par rapport au plan des équerres (Figure 3-17) ;

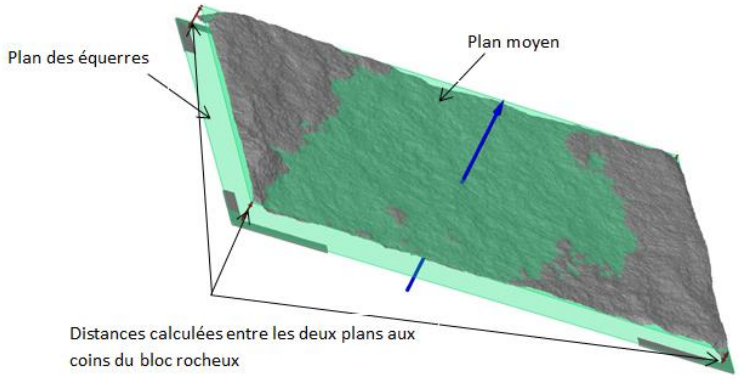


Figure 3-17 Détermination de la position du plan moyen par rapport au plan des équerres

- un plan parallèle au plan moyen a été matérialisé en traçant des lignes sur les faces latérales du bloc rocheux. Ce nouveau plan tracé a servi de plan de référence durant la préparation de l'éprouvette ;
- la peinture antireflet a été éliminée en utilisant un jet d'eau haute pression.

Le bloc rocheux était alors prêt à recevoir le travail de maçonnerie.

3.5.2.2 Préparation de la partie inférieure de l'éprouvette

La hauteur du bloc rocheux était plus petite que la hauteur de la demi-boîte inférieure. Afin de positionner le plan moyen de la surface rocheuse de manière à ce qu'il soit confondu avec le plan de cisaillement de la boîte de cisaillement, une couche de béton a été coulée au-dessous du bloc.

La préparation de la partie inférieure de l'éprouvette est passée par les étapes suivantes :

- le bloc rocheux a été retourné, face rugueuse contre sol ;

- le bloc rocheux a été calé de sorte que le plan de référence soit horizontal. Le niveau laser a de nouveau été utilisé pour s'assurer que le plan de référence était bien horizontal (Figure 3-18) ;



Figure 3-18 Calage du bloc rocheux

- afin d'améliorer la cohésion entre la partie rocheuse et la partie béton, des ancrages ont été réalisés sur la face inférieure du bloc rocheux en utilisant des armatures d'acier (Figure 3-19): 9 barres d'acier de diamètre 7mm ont ainsi été fixées dans le bloc rocheux à l'aide de résine époxy ;
- le coffrage pour la partie inférieure de l'éprouvette a été mise en place contre le bloc rocheux. La hauteur de la partie inférieure c'est-à-dire la distance entre le plan moyen de la surface rocheuse et le niveau du béton à couler, devait être de 625mm. Le coffrage en bois a été réalisé à l'aide de plaques de contreplaqué (Figure 3-19). L'ensemble a été positionné verticalement de manière à être perpendiculaire au plan moyen de la surface rocheuse. De plus, en s'appuyant sur le plan de référence tracé, les niveaux supérieurs des contreplaqués ont été ajustés pour qu'ils soient confondus avec le niveau de béton à couler ;

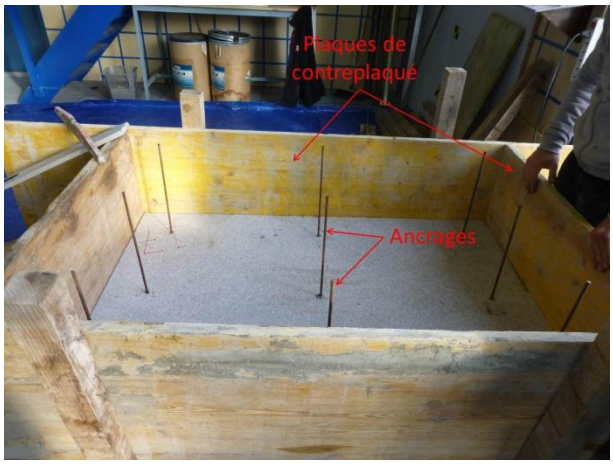


Figure 3-19 Coffrage de la partie inférieure de l'éprouvette

- afin de résister à la flexion et au retrait du béton, un ferraillage du béton a été nécessaire. Une cage de dimensions 1400mm x 900mm x 300mm et formée après l'assemblage de treillis en acier a été mise en place (Figure 3-20) ;
- le coffrage a alors été serré en utilisant des serre-joints et des tiges de coffrage (Figure 3-20).

- de nouveau, la verticalité des contreplaqués et la distance entre le niveau supérieur du coulage et le plan de référence ont été vérifiées ;



Figure 3-20 Bloc prêt à recevoir le béton après mise en place des armatures et du coffrage

- le produit chimique SUPERFIX (adhésif à base de résine) a été pulvérisé sur la surface rocheuse pour augmenter l'adhérence entre la roche et le béton ;
- le béton livré par camion-toupie a été coulé directement dans le coffrage. Pendant le coulage, le béton a été vibré en utilisant une aiguille vibrante (Figure 3-21).



Figure 3-21 Coulage du béton de la partie inférieure de l'éprouvette

- après 7 jours de durcissement, le béton ayant atteint 75% de sa résistance maximale, le coffrage a été démonté. La Figure 3-22 montre la forme de la partie inférieure de l'éprouvette : des encoches dans le béton ont été réservées pour les élingues de manutention.



Figure 3-22 La partie inférieure de l'éprouvette

3.5.2.3 Préparation de la partie supérieure de l'éprouvette

Après la partie inférieure de l'éprouvette, la préparation de l'éprouvette a été finalisée avec le coulage du béton de la partie supérieure. Les étapes de préparation ont été les suivantes :

- le demi-bloc inférieur a été retourné de sorte que la surface rocheuse naturelle rugueuse soit vers le haut (Figure 3-23) ;



Figure 3-23 La partie inférieure de l'éprouvette après retournement

- la face rugueuse du bloc rocheux a été de nouveau nettoyée en utilisant un jet d'eau à haute pression ;
- la partie inférieure de l'éprouvette a été de nouveau calée à l'aide du niveau laser pour avoir le plan de référence horizontal ;
- le coffrage pour la partie supérieure a été mis en place contre la partie inférieure de l'éprouvette. La hauteur de la partie béton c'est-à-dire la distance entre le plan moyen de la surface rocheuse et le niveau du béton à couler, devait être de 625mm. Le coffrage en bois a été réalisé à l'aide de plaques de contreplaqué (Figure 3-24). L'ensemble a été positionné verticalement de manière à être perpendiculaire au plan moyen de la surface rocheuse. De plus, en s'appuyant sur le plan de référence tracé, les niveaux supérieurs des contreplaqués ont été ajustés pour qu'ils soient confondus avec le niveau de béton à couler ;
- afin de limiter le retrait du béton, un ferraillage du béton était nécessaire. Une cage de dimensions 1400mm x 900mm x 300mm, formée après l'assemblage de treillis en acier, a

été mise en place (Figure 3-24). Une épaisseur libre sans ferraillage d'environ 200 mm a été laissée au-dessus de la surface rocheuse du contact afin de reproduire au mieux la fondation non ferraillée d'un barrage poids ;

- le coffrage a alors été serré en utilisant des serre-joints et des tiges de coffrage ;
- quatre ancres à œil avec leurs réservations ont été fixées sur des chevrons fixés sur le coffrage (Figure 3-24). Ces ancres ont été utilisées pour décharger la partie supérieure de l'éprouvette après l'essai de cisaillement ;



Figure 3-24 Eprouvette prête à recevoir le deuxième coulage du béton après mise en place des armatures et du coffrage

- de nouveau, la verticalité des contreplaqués et la distance entre le niveau supérieur du coulage et le plan de référence ont été vérifiées ;
- la surface rocheuse a été humidifiée avant le coulage du béton. Le béton livré par un camion-toupie a été coulé directement sur la surface rocheuse et a été vibré en utilisant une aiguille vibrante (Figure 3-25).

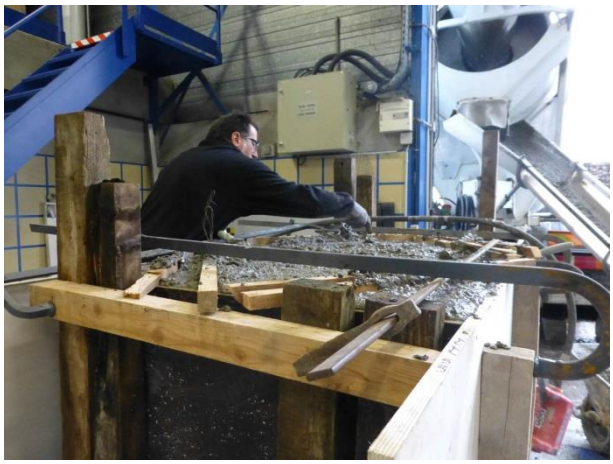


Figure 3-25 Coulage du béton de la partie supérieure de l'éprouvette

- après 7 jours de durcissement, l'éprouvette a été décoffrée (Figure 3-26). L'éprouvette obtenue possède une masse de 5 tonnes avec un volume de 1500mm (l) x 1000mm (L) x 1250mm (H).



Figure 3-26 La grande éprouvette de cisaillement

3.5.3 Instrumentation

Afin de bien comprendre le comportement au cisaillement de l'interface béton-roche durant l'essai de cisaillement direct, différentes instrumentations ont été installées sur l'éprouvette.

3.5.3.1 Jauge de déformation

Les jauges de déformation mesurent les déformations locales dans le matériau en se basant sur le principe de variation de la résistance électrique. Connaissant le comportement élastique du matériau, la mesure des déformations locales permet de remonter à la contrainte mécanique.

Une jauge peut efficacement mesurer la déformation dans une seule direction (Zreiki 2009). Pour déterminer les trois composantes indépendantes de déformation dans un plan, trois mesures indépendantes de déformation sont nécessaires, soient trois jauges de déformation placées en rosette (Figure 3-27).

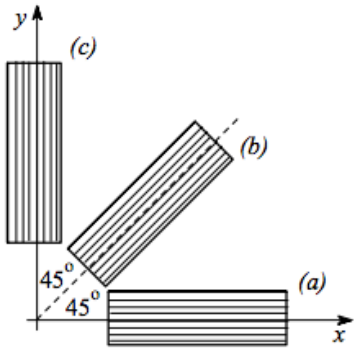


Figure 3-27 Rosette à 45° de jauges de déformation

Durant l'essai de cisaillement, des rosettes à 45° de jauges de déformation ont permis de mesurer une évolution locale sur le béton de l'éprouvette des déformations et ainsi de détecter une rupture dans le béton ou la relaxation des contraintes au moment de la rupture de l'interface à proximité.

- **Choix des jauges**

Le choix d'une jauge dépend de plusieurs paramètres :

- le type de matériau ;

- le domaine d'utilisation en température ;
- le type d'essai ;
- la limite supérieure de déformation.

Dans notre étude, il s'agit d'équiper du béton ou de la roche, pour des essais statiques, en conditions tempérées (20°C).

De plus, la longueur d'une jauge est un facteur important pour la précision de la mesure : la jauge mesure la moyenne des déformations sur toute la surface de la grille. Dans le cas du béton qui est un matériau hétérogène, il est conseillé d'utiliser des jauges longues pour faire une mesure représentative de la déformation : c'est la déformation moyenne qui doit être mesurée et non pas la variation locale à l'interface entre l'agrégat et le ciment.

En cherchant à respecter les différents paramètres de choix de jauges, la jauge PL-60-11 qui est fournie par TML, a été choisie. Cette jauge est une jauge à béton qui a une longueur active de 60mm, une résistance de 120Ω, un facteur de jauge k = 2,13 ±1% et une limite supérieure de déformation de 2%. Elle peut être pré-câblée avec un câble de 3m ou 5m ce qui facilite sa mise en place. De plus, cette jauge pouvait être également utilisée sur le granite.

- **Positionnement des jauges**

Après la préparation de l'éprouvette, les jauges ont été installées sur une de ses faces latérales parallèles à la direction de cisaillement. Pour faciliter le câblage et en raison d'un nombre limité de voies d'acquisition, il a été choisi d'installer les jauges sur une seule des deux faces.

Sur la base d'une étude numérique simplifiée du cisaillement à l'interface béton-roche, il a été décidé de coller des jauges sur l'éprouvette selon le plan indiqué sur la Figure 3-28. Les rosettes G1 à G6 ont été collées ainsi dans le sens du cisaillement sur le béton avec les jauges H1 à H5 horizontales, les jauges V1 à V6 verticales et les jauges O1 à O6 à 45°. Les jauges H11 à H15 ont été collées horizontalement sur le granite face aux jauges horizontales H1 à H5. Les jauges H7 à H10 ont été collées horizontalement de part et d'autre de l'interface béton-roche du demi-bloc inférieur. Sur la figure, les flèches bleues montrent les directions de l'application de l'effort normal (N) et l'effort tangentiel (T) lors de l'essai de cisaillement. Notons que sur l'éprouvette I7, il n'y a pas eu de jauges H11 à H15.

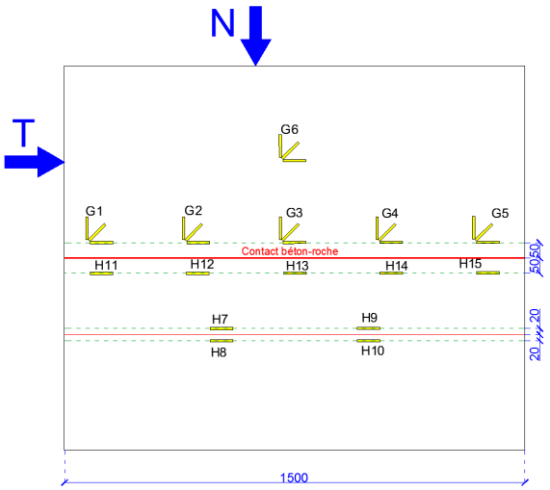


Figure 3-28 Distribution des jauges sur la face latérale de l'éprouvette

- **Installation des jauges**

Avant de coller des jauges, il est nécessaire de préparer la surface. La technique de préparation dépend du type de matériau à tester. Pour le béton, le collage de jauges nécessite les étapes suivantes :

- choix des zones de collage en évitant les grosses cavités visibles en surface dans le béton. La surface est lissée en utilisant une ponceuse jusqu'à l'obtention d'une surface régulière ;
- dépoussiérage et dégraissage de la surface de collage à l'acétone ;
- traitement de la zone de collage avec une couche de colle X60 afin d'obturer toutes les cavités dans le béton ;
- lissage de la surface, après durcissement de la colle, à l'aide de papier abrasif afin d'obtenir une surface bien lisse ;
- repérage de la position de collage des jauges : un repère est tracé en faisant une mince rainure dans la surface préparée. Ce repère permet d'indiquer l'endroit précis de collage de la jauge ;
- re-dépoussiérage et re-dégraissage de la surface traitée à l'acétone ;
- collage de la jauge sur la surface ainsi préparée en utilisant la colle X60 (Figure 3-29) ;
- mise en place d'une protection sur les jauges avec un mastic recouvert d'une feuille d'aluminium (Figure 3-30).



Figure 3-29 Collage des jauges de déformation sur une face latérale de la grande éprouvette



Figure 3-30 Protection des jauges

- **Compensation thermique**

Lorsqu'une jauge est collée sur un matériau déterminé, elle subit des déformations du fait de la dilatation propre du matériau due aux effets thermiques. En général, pour pouvoir corriger cet effet thermique parasite, une jauge est collée sur une éprouvette constituée du même matériau et non soumise à des efforts mécaniques afin de mesurer les déformations dues à la dilatation thermique propre du matériau au cours de l'essai. Après l'essai, les mesures des jauges de compensation sont soustraites de mesures de jauges de déformation collées sur l'éprouvette de l'essai.

Comme dans le cadre de notre étude, les jauges ont été collées sur deux matériaux (béton et granite) possédant chacun un coefficient de dilatation thermique propre, deux jauges de compensation ont été collées sur deux éprouvettes de ces deux matériaux. Ces deux éprouvettes ont été placées dans le local d'essai pendant toute la durée de l'essai.

- **Système d'acquisition**

Au total, 29 jauges ont été collées sur l'éprouvette : 27 jauges de déformation sur l'éprouvette pour l'essai de cisaillement et 2 jauges de compensation sur deux éprouvettes de béton et de granite.

Le système d'acquisition utilisé a été le système PEGASE PONT DE JAUGES (PEGASE-PDJ) qui a été développé par A3iP en partenariat avec l'IFSTTAR.

Le PEGASE-PDJ permet d'effectuer les mesures de déformation selon les différents montages possibles de jauges : en quart de pont, en demi-pont ou en pont complet (pont de Wheatstone). Le montage en quart de pont a été retenu pour cet essai car le câble de liaison n'est pas très long et n'a donc pas d'effet important sur la résistance mesurée. Par ailleurs le câblage « 3 fils » des jauges permet d'effectuer une compensation vis-à-vis de la résistance du câble de liaison.

Chaque système PEGASE-PDJ dispose de 8 voies de mesure. Afin d'effectuer la mesure sur les 29 jauges collées, 4 systèmes PEGASE-PDJ ont été utilisés durant l'essai.

Les jauges ont été raccordées aux systèmes d'acquisition après la mise en place de l'éprouvette dans la grande boîte de cisaillement.

3.5.3.2 Fibre optique

Les fibres optiques sont des guides d'ondes électromagnétiques en silice, largement répandus dans l'industrie des télécommunications. Légères et d'encombrement réduit, elles sont insensibles aux champs électromagnétiques. Grâce à leur faible atténuation linéique de puissance optique, elles permettent le transport d'informations sur plusieurs kilomètres. Dans un capteur à fibre optique, un ou plusieurs paramètres du rayonnement lumineux sont modifiés directement ou indirectement par la grandeur à mesurer quelque part dans le chemin optique (Henault 2013).

Les fibres optiques sont de plus en plus utilisées comme capteur pour la mesure des déformations dans les matériaux (Tixier et al. 2013). L'utilisation de ces capteurs présente les intérêts suivants : possibilité de mesures sur toute la longueur de la fibre (pour certains types), faible encombrement, coût (du capteur) limité, durabilité et passivité des capteurs.

Il existe plusieurs technologies de capteur à fibre optique :

- capteur de type interféromètre Fabry-Perrot : cette technologie présente un seul capteur par fibre optique ce qui permet d'effectuer une seule mesure de déformation localement en un point de la fibre ;
- capteur à réseaux de Bragg : c'est un capteur qui permet également la mesure de déformation en un seul point de la fibre. Il permet de mesurer les déformations sous une grande fréquence (jusqu'à plusieurs kHz) donc il est capable d'effectuer une mesure dynamique des déformations ;
- fibre optique continue : basée sur le principe de diffusion Rayleigh, cette fibre permet d'effectuer une mesure des déformations en différents points tout le long de la fibre.

Comme, dans notre étude, les jauges de déformation permettaient déjà de mesurer les déformations localement sur les parois latérales de l'éprouvette, une mesure répartie des déformations dans le béton parallèlement à l'interface pour évaluer l'état de contrainte et la propagation des fissures

pendant l'essai a été jugée intéressante et complémentaire. Le principe d'une fibre optique continue placée dans le béton de la partie supérieure de l'éprouvette a donc été retenu. Le système d'une fibre continue est composé d'un interrogateur connecté à une fibre optique intégrée dans un câble. Dans cette étude, la fibre optique a permis de mesurer le profil de déformation sur une quinzaine de mètre avec une résolution de mesure millimétrique.

Plusieurs types de câbles à fibre optique pour réaliser les mesures de déformation sont disponibles sur le marché. Parmi eux, certains sont équipés de membrane de protection pour être noyés dans le béton des ouvrages en construction alors que d'autres, avec une protection plus fine, sont plus adaptés à une fixation sur des structures existantes. Le câble utilisé pour cet essai est un câble multifibre recommandé pour la réalisation de mesures de déformation dans le béton. Le câble considéré dans notre étude comporte plusieurs fibres optiques. Une seule a été utilisée pour la mesure. Le câble possède un diamètre extérieur de 2 mm et un rayon de courbure admissible de l'ordre de 100 mm (Figure 3-31). Ce câble est protégé par un revêtement extérieur constitué de polymère rigide. Notons que la précision de mesure donnée par cette fibre dépend de la qualité de l'onde envoyée et diminue quand la résolution de la mesure (distance entre deux points de mesure) augmente.

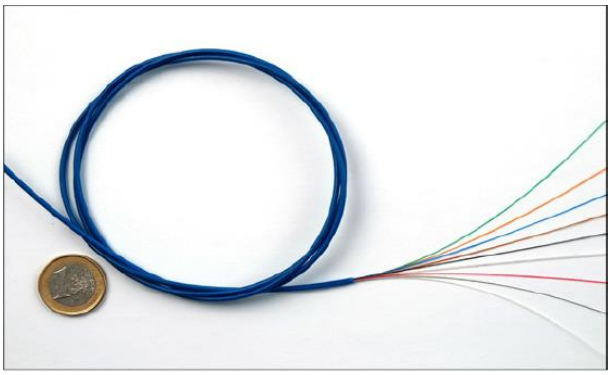


Figure 3-31 Câble multifibre (Henault 2013)

L'interrogateur utilisé dans cette étude est un interrogateur OFDR–Rayleigh (Soller et al. 2005). Le principe de fonctionnement de cet interrogateur est le suivant : à l'état initial du matériau, une mesure est réalisée puis stockée dans l'interrogateur, c'est la mesure de référence. Puis le matériau subit une déformation après avoir été soumis à un chargement mécanique ou thermique, une autre mesure est alors réalisée et la fibre se trouve donc dans un nouvel état. Les mesures acquises par l'interrogateur correspondent à des profils d'intensité réfléchie en fonction de la distance à l'appareil. Les données subissent une transformée de Fourier et les spectres obtenus sont comparés par inter-corrélation ; un décalage du spectre est observé. Des fonctions de transfert sont appliquées ensuite sur le décalage afin d'obtenir une mesure de déformation en imposant la résolution désirée. A noter que dans notre cas, les données n'ont pas été déconvoluées dans la mesure où nous ne souhaitions pas suivre l'ouverture des fissures.

- **Compensation thermique**

Afin d'éliminer l'effet thermique de la mesure de fibre optique, des mesures de l'évolution de la température interne du béton ont été effectuées durant l'essai par des thermocouples noyés dans le béton au moment du coulage de la partie supérieure de l'éprouvette. Connaissant la température du

béton et considérant que la température est uniforme le long de la fibre, par post-traitement, l'effet de la température a été compensé dans les mesures de déformation mécanique du béton.

- **Mise en place de la fibre optique**

Le câble multifibre a été mis en place selon une forme de serpentin régulier (Figure 3-32) dans un plan horizontal situé à 50mm du plan moyen de la surface rocheuse. Ce câble a été installé après mise en place du coffrage de la partie supérieure de l'éprouvette et avant la pose de la cage d'armatures et le coulage du béton. Connaissant la position du câble, un post-traitement des mesures a permis de localiser les mesures effectuées le long de la fibre.

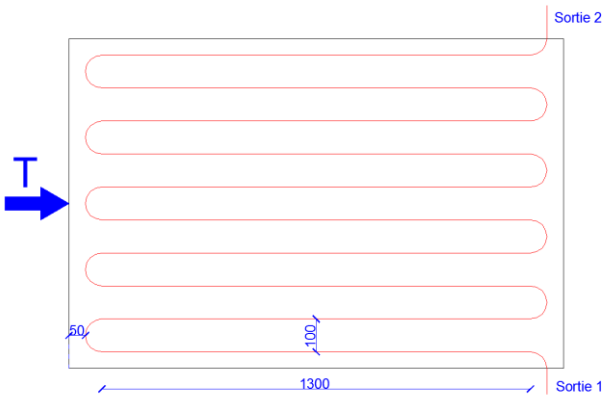


Figure 3-32 Plan de la mise en place de la fibre optique

Durant la préparation de la première éprouvette (I7), le câble multifibre a été fixé sur un châssis de fils de cuivre à l'aide de colle thermo-fusible. Le châssis était constitué de plusieurs fils de cuivre perpendiculaires à la direction de mise en place du câble c'est-à-dire perpendiculaires à la direction de cisaillement. Les extrémités de chaque fil en cuivre ont été agrafées aux contreplaqués du coffrage. Mais lors du coulage du béton, le châssis de fils de cuivre s'est affaissé sous le poids du béton. Les agrafes et les points de colle n'ont résisté si bien que la forme en serpentin du câble n'a pas été conservée dans son intégrité. A l'issue de l'essai, il a été nécessaire de rechercher les positions du câble en creusant le béton.

La technique de mise en place de la fibre optique a donc été modifiée pour la préparation des 4 autres éprouvettes. Comme le montre la Figure 3-33, un châssis de câbles d'acier de ϕ=2mm a été constitué en faisant sortir les câbles d'acier des contreplaqués du coffrage afin de pouvoir les mettre en tension à l'extérieur du coffrage. Des rondelles ayant une ouverture de 3mm ont été fixées sur le câble en acier en différentes positions bien déterminées pour reproduire le plan de la Figure 3-32. Enfin, le câble multifibre a été inséré dans les rondelles selon le plan désiré pour la fibre optique. Au moment du coulage du béton, nous avons noté que le châssis a ainsi mieux résisté.

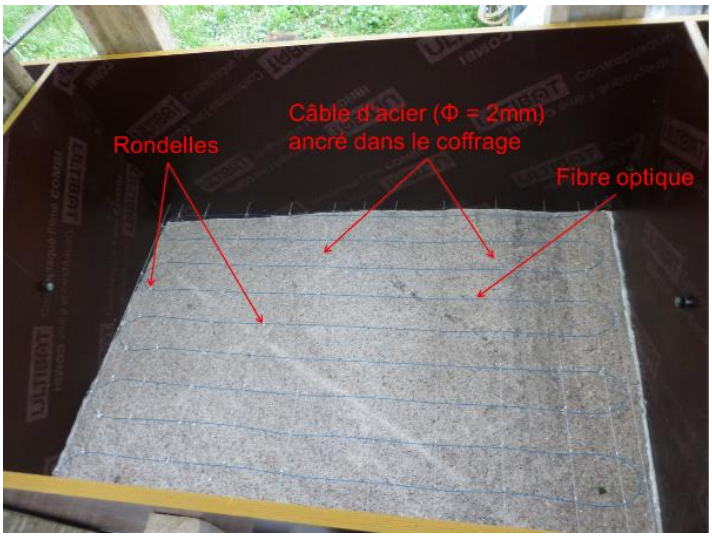


Figure 3-33 Mise en place du câble multifibre proche de l'interface avant coulage du béton

3.5.3.3 Emission acoustique

Les émissions acoustiques (EA) sont les ondes de contrainte produites lors d'une redistribution brusque des contraintes dans le matériau due à un changement dans la structure interne de ce matériau. Les principales causes possibles du changement interne de la structure sont l'initiation et la croissance des fissures, leur ouverture et leur fermeture. Les sources d'émission acoustique sont donc liées aux endommagements dans le matériau. La détection et la surveillance de ces émissions sont couramment utilisées pour prédire les ruptures des matériaux.

La technique de l'émission acoustique est donc une technique non destructive qui détecte les endommagements dans le matériau. Le principe est de capter les ondes acoustiques émises lors de chaque endommagement (Figure 3-34).

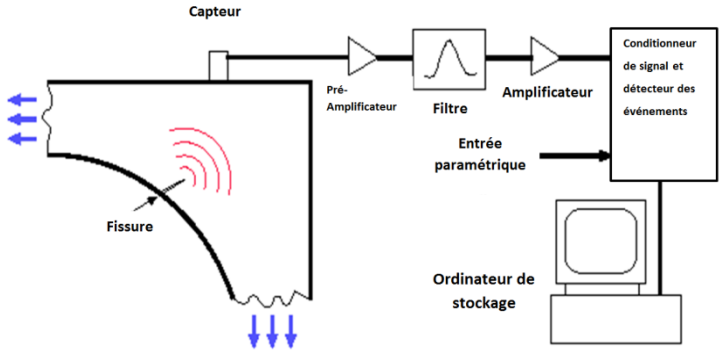


Figure 3-34 Principe de l'émission acoustique (Huang et al. 1998)

Cette technique permet de plus de localiser les endommagements dans le volume du matériau si un certain nombre de capteurs ont été placés à différents endroits sur le matériau testé ou la structure. Le nombre de capteurs dépend de la complexité de l'étude effectuée et de la précision désirée (Moradian et al. 2012). Les capteurs reçoivent l'émission acoustique (EA) : en calculant la différence entre le temps d'arrivée d'EA vers chaque capteur et en connaissant la vitesse de propagation de l'onde acoustique dans le matériau testé, il est possible de localiser la source de l'EA et donc

l'endommagement. Grosse et Ohtsu (2008) décrivent plus en détail cette technique et ses applications dans le domaine de génie civil.

Plusieurs auteurs ont utilisé cette méthode pour étudier le comportement des matériaux lors de l'endommagement. Huang et al. (1998) ont ainsi observé le comportement des matériaux sous essais de traction ainsi que le comportement à la fatigue. Moradian et al. (2016) l'ont utilisé pour détecter les différentes fissures qui se sont propagées dans la roche. Ishida et al. (2010) en réalisant des essais de cisaillement *in-situ*, ont observé que la technique de l'EA permet de localiser les endommagements avec une précision de 50mm. Son et al. (2006) ont effectué des essais de cisaillement direct sur des discontinuités rocheuses en testant deux conditions de charge normale (rigidité normale constante et chargement normal constant) : en appliquant la technique de l'EA et en suivant la distribution des sources d'EA, ils ont trouvé que l'endommagement sur la surface rocheuse dépend fortement de la taille des aspérités. Moradian et al. (2012) ont effectué des essais de cisaillement direct sur des discontinuités rocheuses et interfaces béton-roche liées à petite échelle en laboratoire. La technique de l'EA a été utilisée pour étudier le comportement au cisaillement et les mécanismes de rupture de ces deux types d'interfaces et pour localiser l'endommagement des aspérités.

Des capteurs positionnés sur un même plan et à une distance compatible avec leur sensibilité peuvent permettre de localiser l'endommagement sur ce plan. Si les capteurs sont positionnés sur plusieurs plans, il peut être possible de localiser l'endommagement dans le volume. Dans notre étude, eu égard aux dimensions de l'éprouvette et aux contraintes de mise en place dans la grande boîte de cisaillement, l'émission acoustique a permis de localiser les endommagements en 2D de l'éprouvette. Les capteurs collés sur une face latérale parallèle à la direction de cisaillement ont permis de localiser les endommagements sur cette même face. Les capteurs situés au même niveau de part et d'autre de l'éprouvette ont permis de localiser les endommagements dans les plans ainsi définis par les capteurs c'est-à-dire horizontaux et parallèles au contact béton-roche testé..

Pour cette étude, le système d'acquisition pour l'émission acoustique mis en place est une chaîne *Sensor Highway* avec la possibilité de raccorder 16 capteurs de fréquence propre 150 kHz. Ainsi les deux faces latérales parallèles à la direction de cisaillement ont été instrumentées. Les capteurs ont été mis en place sur l'éprouvette avant qu'elle ne soit déplacée dans la boîte de cisaillement. Cette instrumentation avait pour objectif de détecter les évènements acoustiques à l'interface béton-roche sollicitée pendant l'essai. Les capteurs sont des capteurs à préamplificateurs intégrés. Le seuil de bruit a été fixé à 40 dB.

Les capteurs ont été fixés sur l'éprouvette à l'aide d'un cristal à bas point de fusion. Le positionnement des capteurs a été contraint par :

- les espaces possibles sur les faces latérales de l'éprouvette : l'idée était d'encadrer le contact béton-roche par les capteurs, mais la partie inférieure de l'éprouvette ne laissait pas suffisamment d'espace avec la demi-boîte inférieure pour installer ces capteurs. Les capteurs ont été placés sur ou proche de l'interface ;
- les espaces disponibles du fait de la présence des jauges de déformation déjà collées.

La Figure 3-35 montre la position des capteurs implantés sur les deux faces latérales de l'éprouvette I7. Les flèches rouges indiquent les sens d'application des efforts normal et tangentiel. Les mêmes

distributions de capteurs ont été retenues pour les 4 autres grandes éprouvettes mais les jauges ont été collées sur la face des capteurs 1 à 8 à l'opposé du cas de l'éprouvette I7.

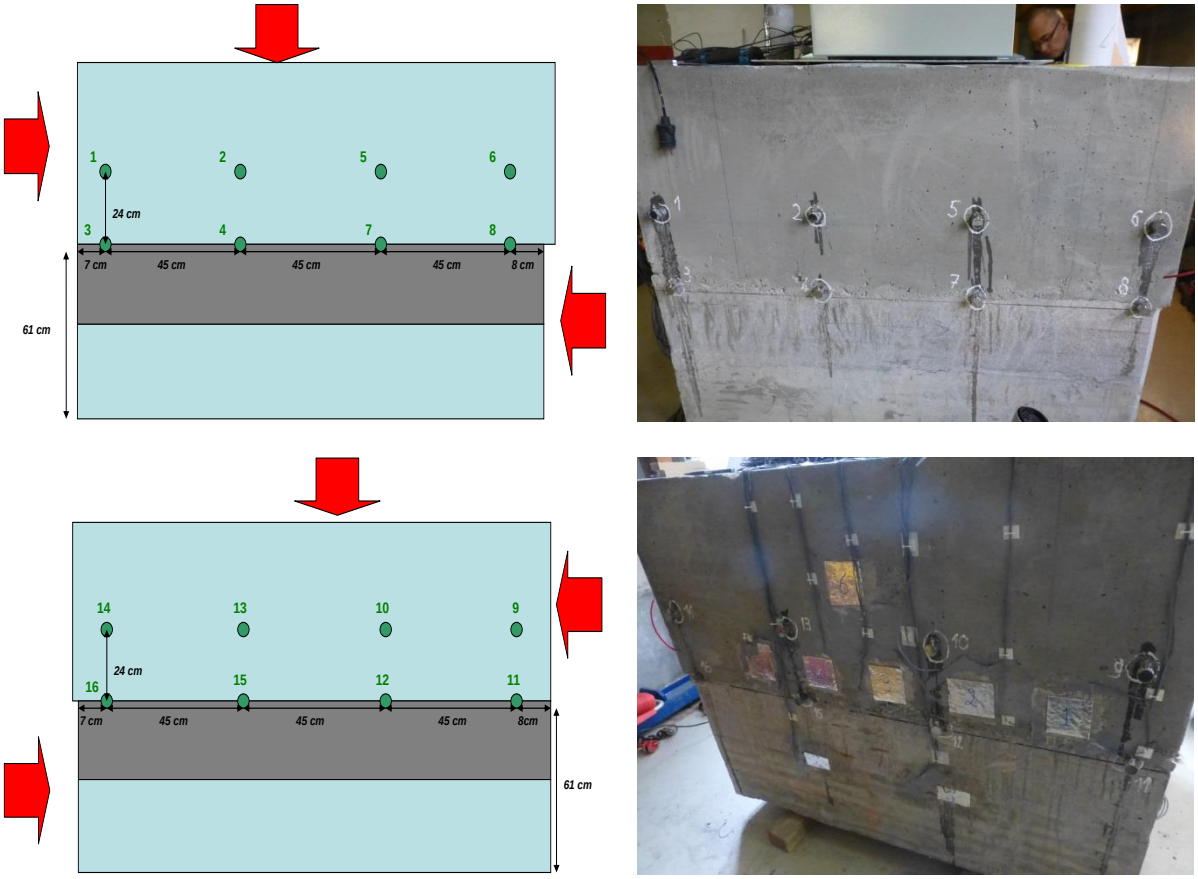


Figure 3-35 Implantation des capteurs d'émission acoustique sur les deux faces latérales de l'éprouvette I7

3.5.3.4 Synchronisation des mesures

Une synchronisation des mesures des capteurs de forces, capteurs de déplacement, jauges de déformation et émission acoustique a été réalisée par l'enregistrement simultané du signal d'un des deux vérins tangentiels grâce à une entrée additionnelle de type 0/10V. Par ailleurs, et en particulier pour les mesures à la fibre optique, les acquisitions ont été synchronisées par le réglage à l'identique des horloges de tous les systèmes d'acquisition. A l'exception de la fibre optique, la fréquence de mesure a été choisie à 10 Hz. Le système d'acquisition de la fibre optique étant autonome, il a été planifié une mesure le long de la fibre après chaque palier de 10 tonnes de l'effort de cisaillement généré.

4 Essais de cisaillement d'interface béton-roche à différentes échelles : résultats

4.1 Cisaillement à petite échelle

4.1.1 Résultats

Au total, 8 carottes de diamètre 80mm chacune ont été cisaillées sous 3 valeurs différentes de contrainte normale : 0,2MPa, 0,6MPa et 1MPa.

La Figure 4-1 montre les courbes d'évolution des contraintes tangentielle (de cisaillement) et normale obtenues au cours d'un essai de cisaillement direct à petite échelle (carotte H8 sous une contrainte normale de 1MPa). Notons que les contraintes sont calculées en divisant la valeur des efforts (tangentiel et normal) mesurés lors de l'essai par la surface de cisaillement ajustée, à chaque instant, selon le déplacement tangentiel de la demi-boîte mobile. La topographie de la surface rocheuse du contact est indiquée ainsi que la direction de cisaillement imposée (flèche noire).

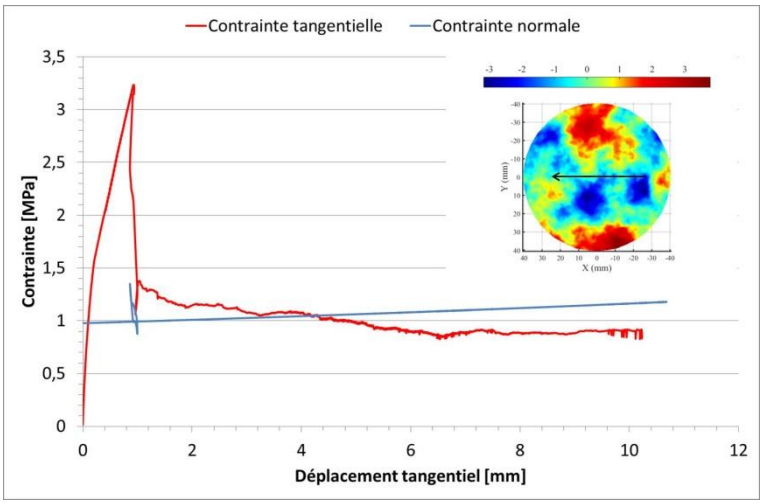


Figure 4-1 Evolution des contraintes tangentielles et normales en fonction du déplacement tangentiel pour la carotte H8 –Courbe typique

Les résultats de cisaillement de la carotte H8 correspondent à des résultats-type de cette série d'essai. L'annexe B regroupe les résultats des essais de cisaillement sur les 8 carottes.

La contrainte tangentielle (Figure 4-1 : courbe rouge) augmente rapidement jusqu'à atteindre une valeur maximale (3,26MPa ici), puis chute brusquement indiquant une rupture fragile de l'interface. Cette rupture a été marquée avec un son audible lors de l'essai de cisaillement. Ensuite la contrainte tangentielle augmente à nouveau légèrement jusqu'à un nouveau pic de contrainte puis décroit progressivement jusqu'à atteindre une valeur stable de l'ordre de la contrainte normale appliquée (0,78MPa ici). Cette allure de courbe typique a été observée par d'autres auteurs après avoir cisaillé des interfaces béton-roche ayant des contacts parfaitement liés (Saiang et al. 2005; Moradian 2011; Gutiérrez 2013; Tian et al. 2015).
La courbe bleue, correspondant à l'évolution de la contrainte normale durant l'essai, montre que la contrainte normale augmente légèrement avec le déplacement tangentiel. En effet l'effort normal constant pour les essais de cisaillement à cette échelle est divisé par une surface du contact qui

diminue avec l'augmentation du déplacement tangentiel. La courbe indique également une perturbation survenue au moment de la rupture qui traduit la rupture fragile brusque de l'interface.

Sur la Figure 4-2, pour cet essai sur la carotte H8, on peut voir l'état des surfaces du contact (béton, granite) après la rupture. Les flèches noires indiquent la direction de cisaillement des épontes lors de l'essai. Comme le montre la Figure 4-2, la rupture de la carotte H8 lors du cisaillement a lieu principalement au contact béton-roche de la carotte.



Figure 4-2 Les états des surfaces du béton et granite de la carotte H8 après rupture

Le Tableau 4-1 résume les résultats des essais de cisaillement direct sur les 8 carottes. Il montre la valeur de la contrainte normale appliquée, la résistance de pic de l'interface étudiée, le déplacement tangentiel au pic associé et la résistance résiduelle de l'interface.

Carotte	Contrainte normale σ_n (MPa)	Résistance de pic τ_p (MPa)	Déplacement tangentiel au pic δ_p (mm)	Résistance résiduelle τ_r (MPa)
H2	0,20	2,87	1,30	0,26
H7	0,20	3,08	1,06	0,25
H1	0,60	3,38	2,13	0,62
H3	0,60	2,72	1,10	0,68
H4	0,60	3,58	2,62	0,45
H5	0,60	3,51	2,45	0,48
H6	1	4,13	2,62	0,87
H8	1	3,26	0,94	0,78

Tableau 4-1 Résumé des résultats des essais de cisaillement direct sur les carottes

4.1.2 Analyses

Les résultats de la résistance de pic ainsi que la résistance résiduelle sont représentés en fonction de la contrainte normale appliquée durant l'essai (Figure 4-3). Les résistances de pic et résiduelle ont une tendance linéairement croissante avec la contrainte normale appliquée. Selon le critère de rupture linéaire de Coulomb :

- la résistance de pic de l'interface béton-roche est décrite, à petite échelle, par une cohésion de 2,78MPa avec un angle de frottement de 42° mais le coefficient de corrélation est de 0,372 montrant une forte dispersion des résultats ;
- la résistance résiduelle peut se décrire avec un angle de frottement de 36°.

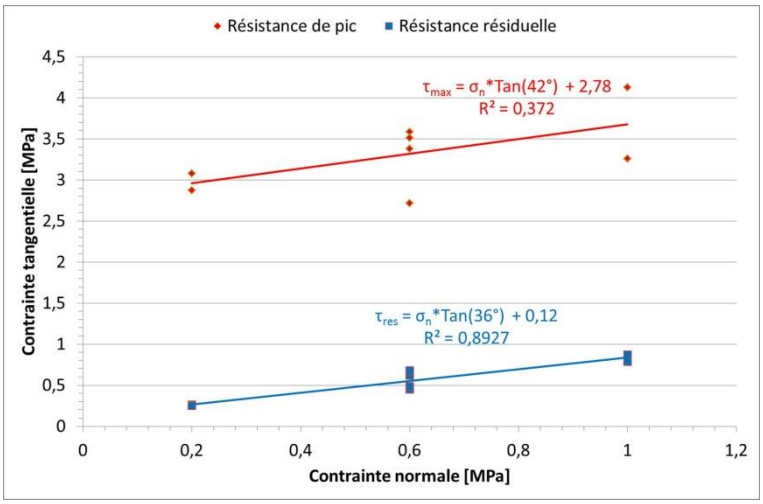


Figure 4-3 Représentation des résultats des essais à petite échelle selon le critère de rupture linéaire de Coulomb

4.1.3 Discussion

Les résultats des essais de cisaillement sur des carottes à petite échelle montrent une dispersion des valeurs de résistance de pic. Dans le but de vérifier un éventuel lien avec la dispersion de la morphologie de la surface rocheuse, quelques paramètres statistiques de rugosité ainsi que le paramètre tridimensionnel de Grasselli ont été calculés en se basant sur les relevés topographiques relatifs au plan moyen propre de chaque contact. Le Tableau 4-2 résume les valeurs calculées ainsi que la moyenne évaluée pour les 8 contacts et l'écart-type associé. Le paramètre statistique k montre que les amplitudes des irrégularités aux contacts ont le même ordre de grandeur (8,23mm ±10%) tandis que le paramètre $\boldsymbol{\theta}^+$ ainsi que le paramètre tridimensionnel de Grasselli indiquent que les facettes qui font face à la direction de cisaillement ont la même inclinaison (11,03° ±5%). Ainsi, au vu des faibles écart-types calculés (≤10%) quel que soit le paramètre et d'après la définition de ces paramètres (§2.4.2), il semble que les contacts aient une morphologie de leur surface rocheuse similaire. Par conséquent, les résistances au cisaillement à cette échelle paraissent indépendantes de la morphologie de la surface rocheuse du contact béton-roche et donc la dispersion des résultats n'est pas liée à un effet de morphologie.

Carotte	Z_2	K (mm)	$\boldsymbol{\theta}^+$ (°)	R_L	R_s	$\frac{\boldsymbol{\theta}^*_{max}}{(\boldsymbol{C}+\mathbf{1})}$
H1	0,2707	7,58	11,10	1,0342	1,0678	11,3126
H2	0,2613	7,78	11,80	1,0327	1,0670	12,2655
H3	0,2924	7,82	11,38	1,0398	1,0811	12,1374
H4	0,2553	9,56	10,64	1,0309	1,0672	11,1518
H5	0,2423	8,42	10,15	1,0279	1,0606	10,3536
H6	0,2590	9,45	11,40	1,0319	1,0640	11,7393
H7	0,2555	8,30	10,88	1,0315	1,0714	11,3031
H8	0,2594	7,41	10,88	1,0322	1,0706	11,3897
Moyenne	0,2620	8,23	11,03	1,0327	1,0687	11,4566
Ecart-type (%)	5,39	10,84	4,60	0,33	0,57	5,34

Tableau 4-2 Quelques paramètres de rugosité du contact à petite échelle

D'un autre côté, dans la procédure de préparation de l'échantillon décrit dans le chapitre 3, une grande attention a été portée au positionnement du plan moyen du contact pour qu'il soit dans le

plan de cisaillement de la boîte de cisaillement. Mais dans le cas des éprouvettes cylindriques, il a été difficile, après le prélèvement des carottes du gros bloc, de repérer précisément la position du plan moyen du contact (§3.2.2). La Figure 4-4 montre les deux épontes du contact de l'éprouvette de la carotte H2. La surface de béton du contact est au même niveau que le mortier de scellement indiquant que le contact béton-roche n'était pas au milieu de l'espacement libre entre les deux épontes. Par conséquent, le plan de rupture du contact n'a pas coïncidé avec le plan de cisaillement de la boîte de cisaillement durant l'essai. Selon Armand (2000), un mauvais positionnement du plan de rupture du contact étudié peut expliquer une telle dispersion des résultats.

Ces essais sur des carottes prélevées étant des essais habituellement réalisés pour caractériser la résistance de pic de l'interface béton-roche, les valeurs des résistances de pic et résiduelle ainsi évaluées à petite échelle et la dispersion éventuelle sont représentatives des valeurs habituellement utilisées pour justifier la stabilité d'un barrage-poids existant.

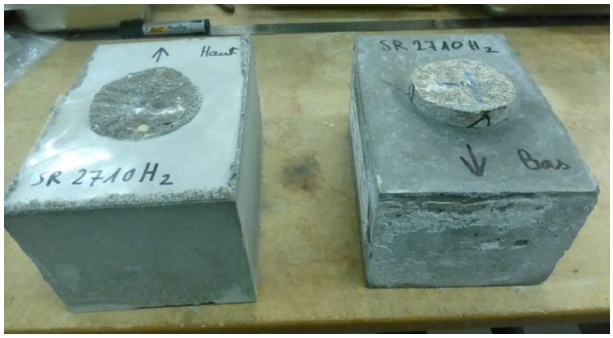


Figure 4-4 Vue des deux épontes du contact de la carotte H2

4.2 Cisaillement à l'échelle intermédiaire 1

4.2.1 Résultats

A cette échelle, 6 éprouvettes ont été testées sous trois contraintes normales différentes (0,2MPa, 0,6MPa et 1MPa) :

- l'éprouvette R1 a été cisaillée sous une contrainte normale de 0,6MPa. La Figure 4-5 montre l'évolution des contraintes tangentielle (courbe rouge) et normale (courbe bleue) en fonction du déplacement tangentiel. Elle montre que la rupture de l'éprouvette est intervenue à une contrainte tangentielle de 1,8MPa. Lors de l'essai, la rupture fragile a été tellement brusque que la boîte s'est mise en défaut provoquant le relâchement de la contrainte normale et l'arrêt automatique de l'essai ;

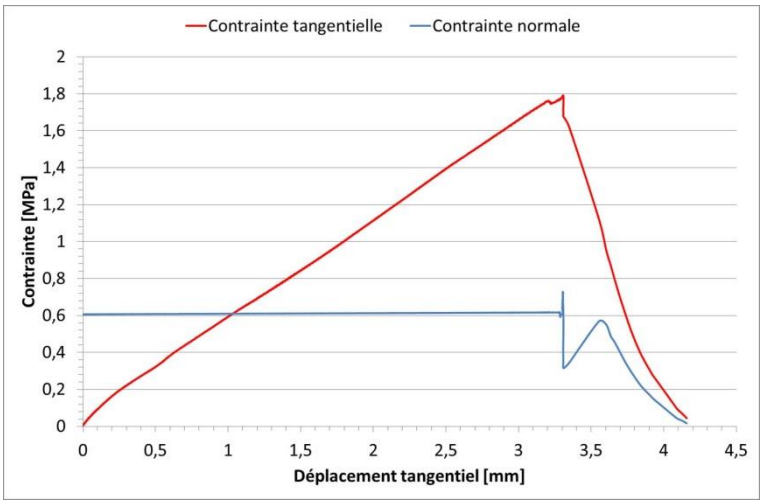


Figure 4-5 Evolution des contraintes tangentielle et normale en fonction du déplacement tangentiel pour l'éprouvette R1

- l'éprouvette R2 a été testée sous une contrainte normale de 1MPa. La contrainte tangentielle a augmenté jusqu'à 1,7MPa puis un problème est intervenu sur la boîte : l'éprouvette s'est mise en rotation et l'essai s'est arrêté automatiquement (problème de régulation de la vitesse). L'essai a été relancé plusieurs fois sur l'éprouvette sous différentes contraintes normales jusqu'à 0,05MPa sans arriver à la rupture de l'interface ;
- l'éprouvette R3 a été testée sous une contrainte normale de 0,2MPa. La Figure 4-6 montre l'évolution des contraintes tangentielle et normale. La courbe rouge indiquant l'évolution de la contrainte tangentielle montre un premier pic à 1,05MPa. Ce pic de contrainte est accompagné d'une perturbation sur la mesure de la contrainte normale (courbe bleue). Cela semble indiquer une première rupture de l'interface béton-roche sans que nous puissions la localiser. La rupture totale est intervenue sous une contrainte tangentielle de 1,4MPa avec un déplacement normal au pic de 5mm. La forte chute de contrainte indique une rupture fragile.

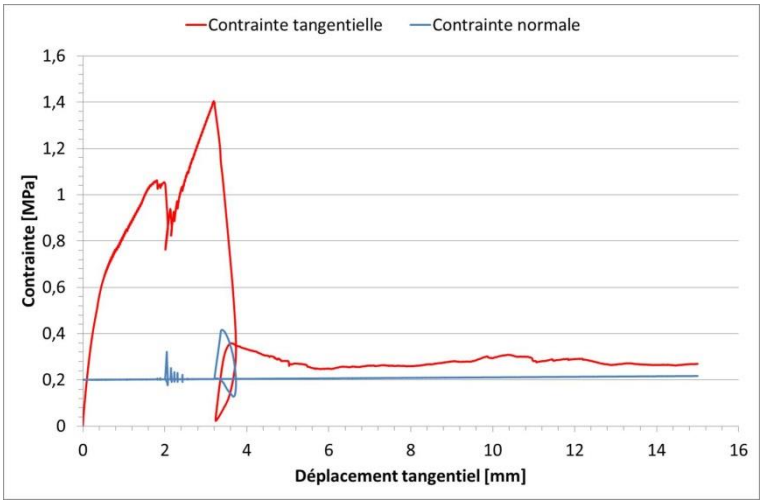


Figure 4-6 Evolution des contraintes tangentielle et normale en fonction du déplacement tangentiel pour l'éprouvette R3

- l'éprouvette R4 a été testée sous une contrainte normale de 0,6MPa. Le même problème que pour l'essai avec R2 est intervenu après avoir atteint le seuil de 1,7MPa en contrainte tangentielle ;

- l’éprouvette R5 a été testée sous une contrainte normale de 0,2MPa. Durant l’essai, la boîte de cisaillement a atteint sa capacité maximale en contrainte tangentielle (2,05MPa). L’essai s'est arrêté automatiquement et la rupture de l’éprouvette est intervenue lors du relâchement de la contrainte normale ;
- l’éprouvette R6 a été testée sous une contrainte normale de 0,2MPa. La rupture est intervenue dans le granite à 50mm au-dessous du contact béton-roche avec un déplacement normal au pic de 5mm.

L'ensemble des procès-verbaux de ces essais est présent en annexe C.

4.2.2 Discussion

Même s'il s'agit de la même boîte de cisaillement utilisée (§3.2.1: boîte de cisaillement 3R) pour ces essais à l'échelle intermédiaire 1 que pour les essais sur carottes de diamètre 80mm du paragraphe précédent (§ 4.1), la boîte n'a pas réussi à mener à la rupture correctement les interfaces dans ce cas. Elle a montré un comportement inhabituel lors du cisaillement qui semble indiquer la limite de capacité de la machine pour les surfaces rectangulaires testées. Ces résultats ont donc été exclus de l’étude.

4.3 Cisaillement à l’échelle intermédiaire 2

4.3.1 Résultats

Au total 9 éprouvettes carrées de surface de contact béton-granite 180mm x 180mm ont été cisaillées sous 3 valeurs différentes de contraintes normales 0,2MPa, 0,6MPa et 1MPa. L’annexe D regroupe les résultats des 9 essais de cisaillement :

- courbes de contrainte tangentielle, de contrainte normale et de dilatance ;
- photos de l'état des épontes du contact après rupture.

La Figure 4-7 montre l'état des surfaces de béton (à gauche) et de granite (à droite) du contact de l’éprouvette T8. La rupture de l’éprouvette T8, comme pour les autres éprouvettes, est intervenue au contact entre béton et granite. Sur la figure, les flèches rouges indiquent la direction de cisaillement.



Figure 4-7 Etats des surfaces du béton et du granite du contact de l'éprouvette T8 après rupture. La direction de cisaillement est indiquée par la flèche rouge

La Figure 4-8 montre deux courbes de cisaillement de deux éprouvettes T4 et T5 cisaillées toutes les deux sous une contrainte normale de 0,6MPa. Pour les deux éprouvettes, la contrainte tangentielle augmente rapidement jusqu'à atteindre une valeur maximale (contrainte de pic) correspondant à la résistance de pic de l'interface. Après elle subit une chute brusque. Ce comportement avant pic est observé lors du cisaillement des carottes ainsi que dans la littérature (Ruggeri et al. 2004; Tian et al. 2015). Après cette chute de contrainte, les courbes de contrainte tangentielle se différencient par deux allures différentes :

- courbe type A - Figure 4-8 (T4 - courbe rouge) : après le pic de contrainte, la contrainte tangentielle subit une chute brusque jusqu'à atteindre la valeur de la contrainte normale, indiquant ainsi une rupture fragile du contact. Ensuite la contrainte tangentielle augmente de nouveau légèrement jusqu'à atteindre un nouveau petit pic de contrainte suivi d'une phase décroissante puis d'une stabilisation représentative d'un comportement résiduel. Il est à noter que pour ce type de comportement, la rupture totale de l'éprouvette est intervenue au contact à l'exception d'une partie du béton endommagée du côté de la poussée (Annexe D) ;
- courbe type B - Figure 4-8 (T5 - courbe bleue) : la valeur de contrainte de pic est inférieure à celle observée pour la courbe type du comportement A. De plus après le pic de contrainte, la contrainte tangentielle chute moins que sur la courbe de type A. La chute brusque indique certes également une rupture fragile mais elle est suivie d'une diminution progressive de la contrainte (phase de radoucissement) jusqu'à atteindre le comportement résiduel.

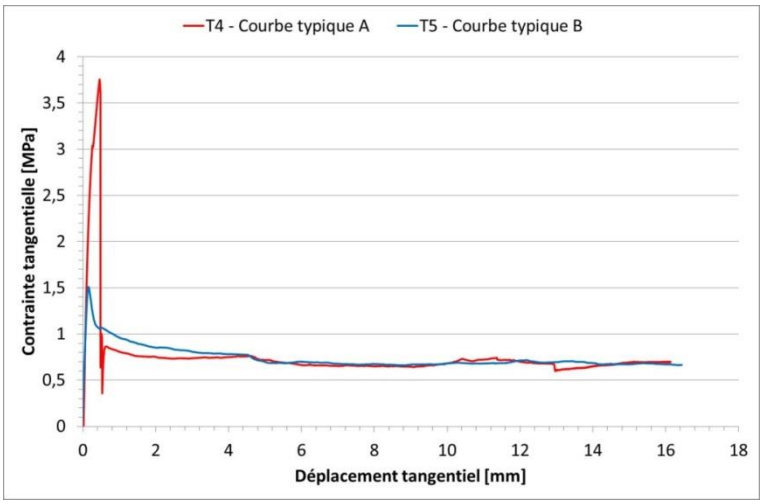


Figure 4-8 Courbes types à l'échelle intermédiaire de l'évolution de la contrainte tangentielle en fonction du déplacement tangentiel des deux éprouvettes T4 et T5

Les 9 éprouvettes cisaillées ont montré un comportement au cisaillement qui peut se classer soit en type A soit en type B. Le Tableau 4-3 résume les résultats des essais de cisaillement direct sur les 9 éprouvettes. Il indique la valeur de la contrainte normale appliquée, la résistance de pic de l'interface étudiée, le type de comportement au cisaillement, le déplacement tangentiel au pic associé et la résistance résiduelle de l'interface.

Eprouvette	Contrainte normale σ_n (MPa)	Résistance de pic τ_p (MPa)	Type du comportement	Déplacement tangentiel au pic δ_p (mm)	Résistance résiduelle τ_r (MPa)
T1	0,20	2,36	A	0,12	0,34
T2	0,20	1,57	B	0,10	0,25
T3	0,20	1,20	B	0,21	0,23
T4	0,60	3,72	A	0,46	0,63
T5	0,60	1,50	B	0,15	0,67
T7	0,60	3,42	A	0,16	0,63
T6	1	4,17	A	0,42	1,16
T8	1	2	B	0,31	1,05
T9	1	4,45	A	1	1,05

Tableau 4-3 Résumé des résultats des essais de cisaillement direct sur les éprouvettes à l'échelle intermédiaire 2

4.3.2 Analyses

La résistance de pic des interfaces à l'échelle intermédiaire est représentée en fonction de la contrainte normale appliquée (Figure 4-9). Elle augmente globalement avec la contrainte normale. En caractérisant les résultats par le critère de Coulomb, l'interpolation linéaire obtenue (ligne bleue) divise les valeurs de résistance en deux groupes distincts correspondant aux deux comportements définis ci-avant : le type A qui présente les résistances de pic les plus élevées (groupe entouré en orange) et le type B qui présente les résistances de pic les moins importantes (groupe entouré en vert). En fait, chaque comportement paraît avoir sa propre relation linéaire entre les résistances de pic et la contrainte normale : un seul critère de Coulomb ne semble donc pas suffisant pour caractériser l'interface béton-roche à cette échelle intermédiaire.

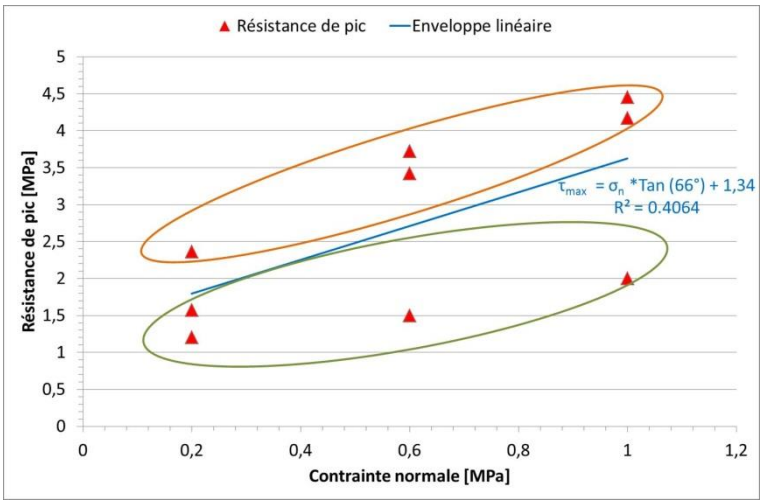


Figure 4-9 Résistance de pic à l'échelle intermédiaire - 2 en fonction de la contrainte normale

Par conséquent, l'interpolation linéaire du critère de rupture de Coulomb a été évaluée pour les résistances de pic de chacun des deux types A et B ainsi que pour les résistances résiduelles des interfaces à l'échelle intermédiaire - 2 (Figure 4-10). L'interpolation linéaire orange pour le type A indique que la résistance de pic des interfaces de type A est caractérisée par une cohésion de 2,02MPa et un angle de frottement de 67° selon le critère de Coulomb. L'interpolation linéaire verte décrit la résistance de pic des interfaces béton-roche de type B : selon le critère de Coulomb, la cohésion est évaluée égale à 1,20MPa et l'angle de frottement à 36°. Contrairement aux résistances de pic, l'interpolation linéaire des résistances résiduelles de toutes les interfaces testées (types A et B) est établie avec une corrélation très élevée de 0,98 (droite bleue). L'angle de frottement résiduel est trouvé égal à 45°.

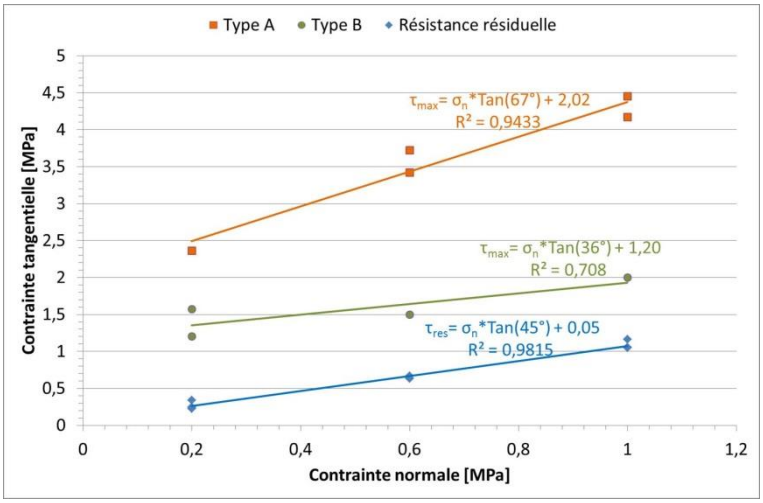


Figure 4-10 Interpolation linéaire des résistances de pic selon Coulomb à l'échelle intermédiaire - 2

4.3.3 Discussion

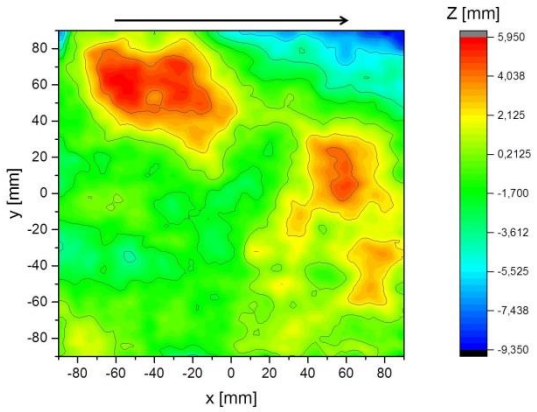
A l'échelle intermédiaire, les résultats des essais de cisaillement direct ont montré que les interfaces béton-roche se comportent de deux manières différentes au cisaillement. Même si les deux comportements montrent une rupture fragile, le comportement de type B possède une résistance de pic moins importante et une phase de radoucissement qui suit la rupture fragile. Ce comportement au cisaillement (type B) est similaire au comportement au cisaillement des interfaces béton-roche partiellement liées (Moradian et al. 2012 ; Krounis et al. 2016). Cette phase de radoucissement est

également observée lors du cisaillement d'interfaces béton-roche parfaitement liées sous des contraintes normales élevées (Saiang et al. 2005). Pour cette dernière observation, les auteurs l'ont interprété par le fait qu'à haute contrainte normale, la dilatance étant empêchée, le frottement dû à la morphologie de la surface rocheuse contribue avec la cohésion à la résistance de pic de l'interface béton-roche tandis qu'à faible contrainte normale, seule la cohésion du contact béton-roche résiste au cisaillement dans un premier temps.

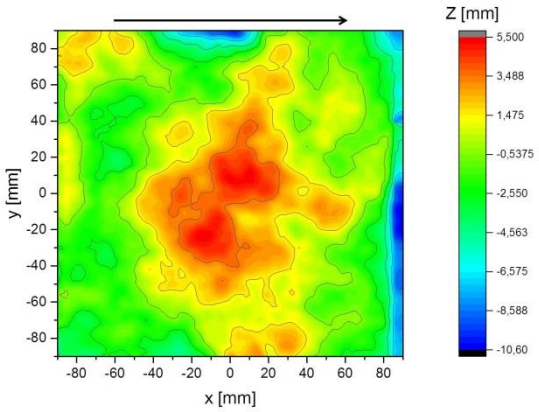
Le comportement au cisaillement de type B peut ainsi être justifié soit par l'effet d'une adhésion non uniforme sur tout le contact béton-roche, soit par l'effet de la morphologie de la surface rocheuse.
Or, au vu des résultats des essais de traction directe, l'adhésion paraît uniforme sur le contact béton-roche étudié à cette échelle (§2.5). La première hypothèse sur la non-uniformité de l'adhésion sur le contact est donc à rejeter.
L'effet de la morphologie de la surface rocheuse pourrait être lié à une spécificité de morphologie des contacts étudiés. Comparant la morphologie de la surface de granite des contacts pour chaque comportement, sous faible contrainte normale ($\sigma_n \leq 0{,}6MPa$) , certaines différences peuvent être effectivement soulignées :

- pour le comportement au cisaillement de type A: comme le montrent les Figure 4-11-b, d et f, la surface de la roche semble avoir une seule crête centrale (convexe pour les éprouvettes T1 et T4 ; concave pour l'éprouvette T7) ;
- pour le comportement au cisaillement de type B: comme le montrent les Figure 4-11-a, c et e, la surface de la roche semble avoir plusieurs crêtes réparties sur la surface.

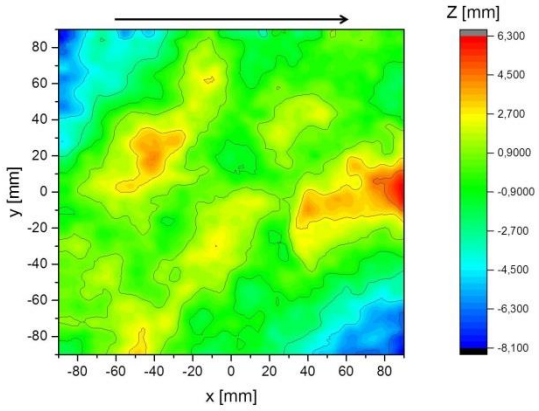
Il n'y a cependant pas de différence sur l'amplitude des morphologies des surfaces de granite. Le paramètre de rugosité k (écart entre la hauteur maximale et minimale sur la surface) est égal à 12,75mm pour les 6 surfaces avec un écart-type de 10%.



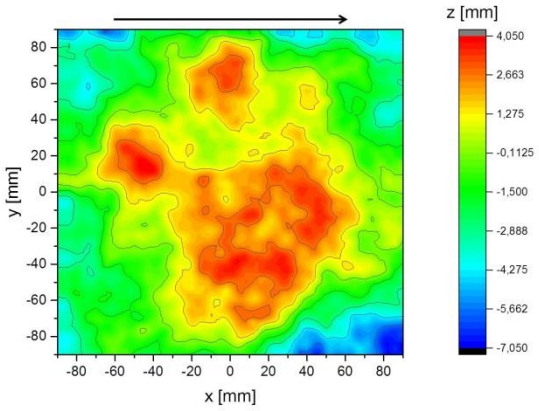
(a) T2 $\sigma_n = 0,2MPa$ / Type B



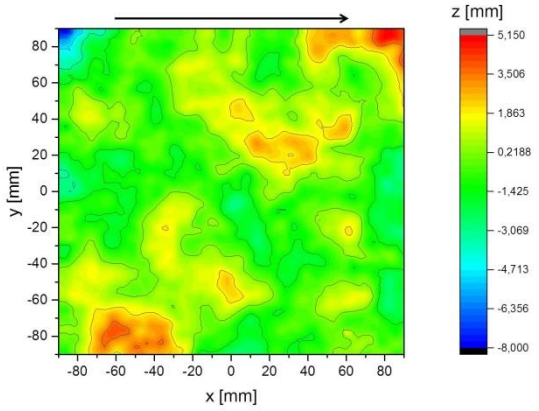
(b) T1 $\sigma_n = 0,2MPa$ / Type A



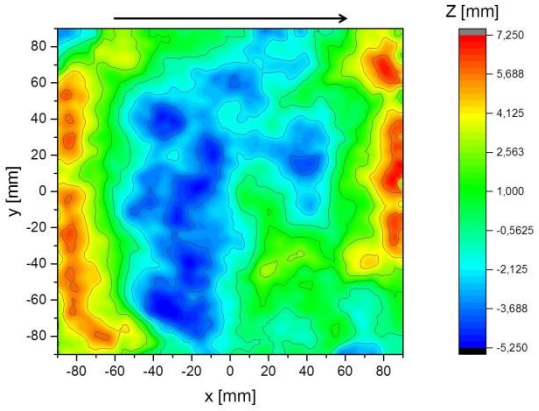
(c) T3 $\sigma_n = 0,2MPa$ / Type B



(d) T4 $\sigma_n = 0,6MPa$ / Type A



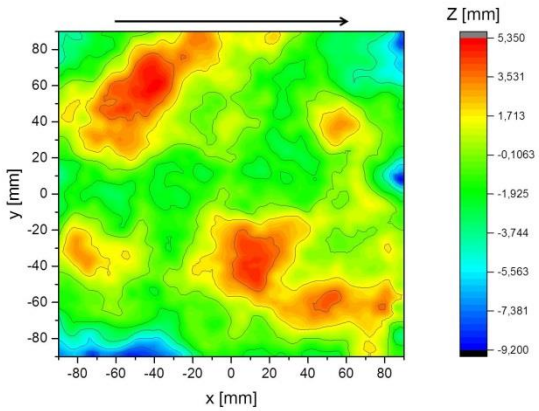
(e) T5 $\sigma_n = 0,6MPa$ / Type B



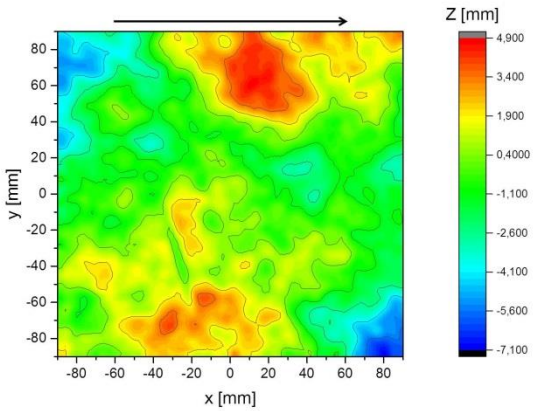
(f) T7 $\sigma_n = 0,6MPa$ / Type A

Figure 4-11 Topographies des 6 surfaces rocheuses à l'échelle intermédiaire – 2 des contacts cisaillés sous des contraintes normales faibles – les flèches indiquent la direction de cisaillement

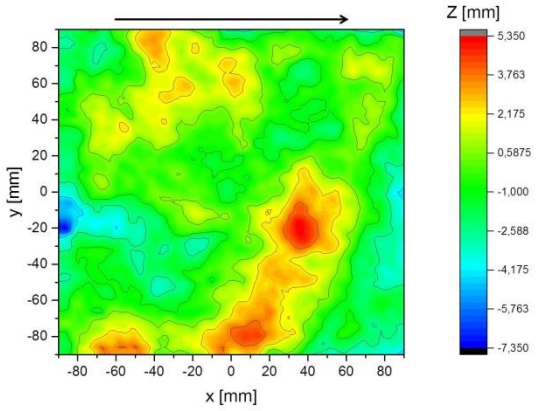
Ce lien entre la morphologie de l'éponte rocheuse des contacts cisaillés et le type de comportement au cisaillement n'est pas observé avec les interfaces cisaillées sous une contrainte normale plus élevée (1MPa). En fait les trois contacts cisaillés sous 1MPa présentent des surfaces rocheuses ayant toutes plusieurs crêtes réparties (Figure 4-12-a, b et c). Or seul le contact T8 a montré un comportement au cisaillement de type B.



(a) T6 $\sigma_n = 1MPa$ / Type A



(b) T8 $\sigma_n = 1MPa$ / Type B



(c) T9 $\sigma_n = 1MPa$ / Type A

Figure 4-12 Topographies des 3 surfaces rocheuses à l'échelle intermédiaire - 2 des contacts cisaillés sous une contrainte normale élevée (1MPa) - les flèches indiquent la direction de cisaillement

Par conséquent, lors du cisaillement, la résistance de pic de cette interface béton-granite semble dépendre, à faible contrainte normale, de spécificités de la morphologie de la surface rocheuse. Le comportement au cisaillement de type A est établi si la surface rocheuse présente une morphologie avec une seule crête centrale c'est-à-dire par une représentation simple en 2D, un profil formé d'une ondulation principale avec une longueur d'onde de l'ordre de longueur de la surface rocheuse cisaillée (Figure 4-13). Si la surface rocheuse présente différentes crêtes réparties sur le contact c'est-à-dire en 2D, un profil formé d'une ondulation principale de longueur d'onde inférieure à la longueur de la surface rocheuse cisaillée (Figure 4-14), le cisaillement du contact aboutit à un comportement au cisaillement de type B.

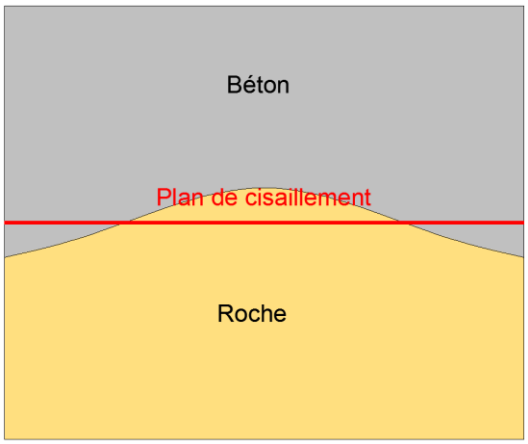


Figure 4-13 Un profil 2D de l'aspect de rugosité de surface rocheuse donnant le comportement A

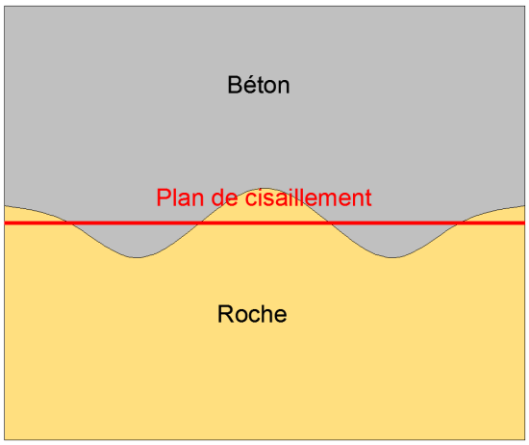


Figure 4-14 Un profil 2D de l'aspect de rugosité de surface rocheuse donnant le comportement B

Plusieurs paramètres de rugosité statistiques ainsi que le paramètre tridimensionnel de Grasselli ont été calculés afin de caractériser la morphologie des surfaces rocheuses cisaillées à cette échelle et de chercher un lien entre ces paramètres et les résultats des essais de cisaillement (Tableau 4-4). Aucun paramètre ne semble pertinent pour discriminer les surfaces selon les 2 comportements. Cependant aucun de ces paramètres n'est représentatif de la longueur d'onde principale qui semble distinguer la rugosité de la surface rocheuse selon le comportement et la résistance de pic de l'interface béton-roche. Une méthode pour évaluer ce paramètre est donc proposée au paragraphe suivant (§ 4.3.4).

Eprouvette	Comportement	Z_2	K (mm)	θ^+ (°)	R_L	R_s	$\frac{\theta^*_{max}}{(C+1)}$
T1	A	0,2193	12	9	1,0219	1,0343	6,9275
T2	B	0,1594	15	7,11	1,0125	1,0225	6,0540
T3	B	0,6170	13	5,96	1,0301	1,0184	6,1320
T4	A	0,2646	11	6,16	1,0159	1,0180	5,5426
T5	B	0,4723	13	6,15	1,0245	1,0183	5,9312
T6	A	0,6693	14,5	8,58	1,0374	1,0275	7,1276
T7	A	0,1923	12,5	7,48	1,0180	1,0298	8,5221
T8	B	0,1410	12	6,33	1,0099	1,0189	6,0958
T9	A	0,3699	12,5	6,98	1,0232	1,0257	7,0350
Moyenne	-	0,3450	12,80	7,08	1,0215	1,0	6,5964
Ecart-type (%)	-	57,76	9,74	15,51	0,6	0,57	13,77

Tableau 4-4 Quelques paramètres de rugosité du contact à l'échelle intermédiaire - 2

De cette étude sur les paramètres de rugosité, une forte relation est cependant mise en évidence entre le paramètre statistique $\boldsymbol{\theta}^+$ (coalitude positive – §2.4.2.2) qui correspond à la valeur moyenne de l'angle d'inclinaison des facettes qui font face à la direction de cisaillement, et l'angle de dilatance pendant la phase résiduelle. Si on regarde la phase résiduelle de l'éprouvette T5, l'angle de dilatance (i_r) est de 6,17° (Figure 4-15) et l'angle $\boldsymbol{\theta}^+$ calculé sur la surface du contact T5 est de 6,15°. Le Tableau 4-5 résume les valeurs de $\boldsymbol{\theta}^+$ calculées sur les 9 surfaces rocheuses ainsi que les angles de dilatance résiduels mesurés. Notons que le déplacement normal est évalué comme la moyenne des mesures des 4 capteurs de déplacement installés sur les 4 coins de la boîte de cisaillement.

En conclusion, le comportement au cisaillement résiduel dépend également, à cette échelle intermédiaire - 2, fortement de la morphologie de la surface rocheuse : durant la phase résiduelle, l'interface béton-roche se comporte purement en frottement.

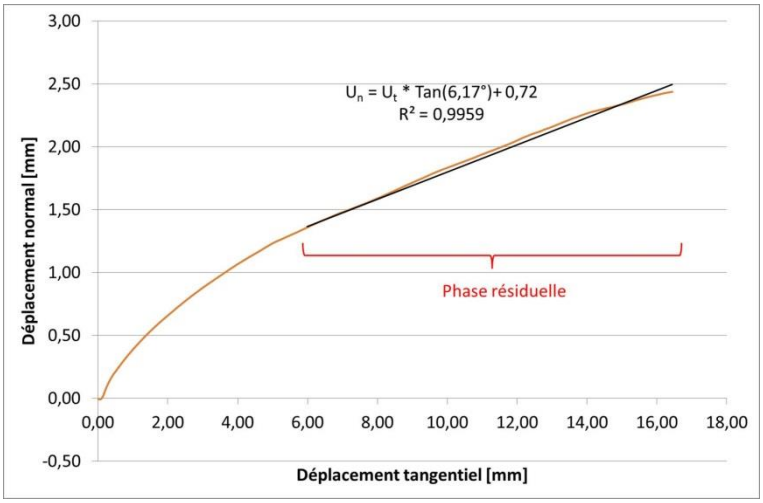


Figure 4-15 Evolution du déplacement normal en fonction du déplacement tangentiel pour l'éprouvette T5

Eprouvette	Comportement	i_r (°)	θ^+ (°)
T1	A	10	9
T2	B	7	7,11
T3	B	-	5,96
T4	A	5,90	6,16
T5	B	6,21	6,15
T7	A	7,70	8,58
T6	A	7,10	7,48
T8	B	5,70	6,33
T9	A	6,15	6,98

Tableau 4-5 Angle d'inclinaison θ^+ et angle de dilatance pour les surface rocheuses testées à l'échelle intermédiaire - 2

4.3.4 Caractérisation des ondulations de la surface rocheuse du contact

Les résultats expérimentaux de cisaillement à l'échelle intermédiaire - 2 ont montré que le comportement au cisaillement de l'interface béton-roche est fortement dépendant de la morphologie de la surface rocheuse et plus précisément, de son ondulation principale.

Afin de caractériser l'aspect ondulé des surfaces rocheuses, une première tentative a été de traiter, sous *Matlab*, la surface rocheuse avec l'outil de transformation de Fourier rapide en 2D (*fft2 – 2D fast Fourier transform*). C'est un algorithme de calcul de transformation de Fourier discrète. Cette caractérisation a été cependant limitée par la série des fréquences étudiées (donc des longueurs d'onde) : pour une surface de longueur L, la plus grande longueur d'onde considérée est L suivie par L/2, L/3… Cette méthode restreint donc les valeurs de longueur d'onde étudiées. Par conséquent, une seconde méthode par une représentation basée sur une décomposition en fonctions sinusoïdales de la morphologie de la surface rocheuse a été développée. L'identification d'une seule longueur d'onde dans chaque direction a été suffisante pour caractériser l'aspect ondulé de la surface rocheuse et pour différencier les surfaces correspondant aux deux comportements au cisaillement.

Le logiciel *OriginPro* a été utilisé dans cette étude afin de caractériser la surface rocheuse en 3D par un développement en fonction cosinus. Ce logiciel fournit plusieurs outils pour des ajustements linéaires, polynomiaux et non-linéaires des courbes et des surfaces.

4.3.4.1 Principe

Le logiciel *OriginPro* permet de créer une fonction propre d'ajustement. La fonction d'ajustement créée pour cette étude est la suivante :

$$Z = f(x, y, \beta) = a * \cos({}^{2\pi X}/_{\lambda_1} + \varphi_1) + b * \cos({}^{2\pi Y}/_{\lambda_2} + \varphi_2)$$

Avec :

- Z, la hauteur de la surface ajustée ;
- X et Y, les coordonnées dérivées d'une rotation des coordonnées initiales x et y afin de chercher la direction privilégiée (θ) de l'ondulation principale :

$$X = x * \cos(\theta) + y * \sin(\theta)$$

$$Y = -x * \sin(\theta) + y * \cos(\theta)$$

- λ_1 et λ_2, les deux longueurs d'onde dans chacune des directions principale X et secondaire Y respectivement ;
- a et b, les deux amplitudes associées ;
- $\varphi_1$et φ_2, les deux déphasages dans les deux directions X et Y.

Le développement avec cette équation permet donc de caractériser l'ondulation principale de la surface rocheuse par une longueur d'onde dans chaque direction. Au total, il y a 7 inconnus à trouver : les deux longueurs d'ondes, les deux amplitudes, les deux déphasages associés et l'angle de la direction privilégiée θ. On nomme β le vecteur des inconnus.

Le problème que le logiciel doit traiter, est un problème non-linéaire qui s'exprime de la manière suivante :

$$z = f(x, y, \beta) + \varepsilon$$

Avec :

- z, la hauteur réelle de la surface par rapport au plan moyen ;
- ε, le résiduel sur la hauteur.

L'objectif de l'ajustement non-linéaire consiste à estimer les valeurs des paramètres inconnus qui décrivent le mieux la surface rocheuse. La méthode classique pour trouver la meilleure surface d'ajustement est de chercher les paramètres qui minimisent le résiduel entre la surface réelle et la surface théorique pour cela, le test du χ^2 est utilisé (Harris et Kanji 1983) :

$$\chi^2 = \sum_{i=1}^{n} [z_i - f(x_i, y_i, \beta)]^2$$

Avec i, le nombre de points de la surface.

Pour estimer les paramètres β_p par la méthode des moindres carrées, il faut résoudre les équations qui imposent égales à zéro les dérivées partielles du χ^2 par rapport à chaque paramètre inconnu β_p où p est le nombre de paramètres (dans notre étude, p = 7) :

$$\frac{\partial \chi^2}{\partial \beta_p} = -2 \sum_{i=1}^{n} [z_i - f(x_i, y_i, \beta)] \left[\frac{\partial f(x_i, y_i, \beta)}{\partial \beta_p} \right] = 0$$

Ces équations obtenues ne présentent pas de solution explicite. Pour cela, nous avons eu recours à une procédure d'itérations pour estimer la valeur des inconnus. Le logiciel *OriginPro* utilise l'algorithme de Levenberg-Marquardt (L-M) pour ajuster les paramètres dans la procédure itérative. La procédure des itérations commence avec une initiation des inconnus β_{p0}. Après chaque itération, la valeur de χ^2 est calculée puis les valeurs des paramètres recherchés sont ajustées afin de réduire χ^2. Quand la différence entre deux valeurs de χ^2 calculées dans deux itérations successives est plus petite qu'une valeur de tolérance imposée, la procédure des itérations est considérée avoir convergé. Cette valeur de tolérance est imposée à 10^{-9} dans cette étude.

Durant la procédure des itérations L-M, le vecteur des dérivées partielles F est calculé après chaque itération:

$$F_p = \frac{\partial f(x, y, \beta)}{\partial \beta_p}$$

Puis le vecteur de la variance-covariance pour les paramètres β est calculé par :

$$C = (F^t F)^{-1} s^2$$

Avec F^t, la transposée du vecteur F et s, la moyenne quadratique des résiduels. Connaissant C, les écart-types sur les paramètres estimés sont calculés comme les racines carrées des éléments de C :

$$s_p = \sqrt{C_p}$$

Les valeurs calculées des écart-types donnent une idée sur la précision des valeurs ajustées des paramètres.

4.3.4.2 Application aux surfaces rocheuses des contacts testés à l'échelle intermédiaire - 2

De premières applications de la méthode sur des surfaces montrent qu'une convergence du calcul avec des écart-types acceptables sur les paramètres ajustés ne suffit pas pour affirmer que ces paramètres décrivent bien la surface étudiée. Ces applications ont montré que le calcul est fortement dépendant de l'initiation des valeurs à l'étape zéro (β_{p0}) et des limites imposées sur les paramètres λ_1, λ_2 et θ. Une attention particulière doit être portée à ces trois paramètres.
Il n'existe pas de méthode pour choisir les valeurs initiales et les limites de ces trois paramètres. Mais ces derniers dépendent des particularités de chaque surface à caractériser. Après chaque application sur une surface, le résiduel obtenu est comparé avec la surface réelle afin de vérifier si le résultat est acceptable ou non.

Deux exemples d'application sur deux surfaces rocheuses différentes à l'échelle intermédiaire - 2 sont présentés dans la suite. Ces deux surfaces sont celle de l'éprouvette T4 et celle de l'éprouvette T5 qui ont présentés un comportement au cisaillement respectivement de type A et de type B.

A) Surface rocheuse de l'éprouvette T4

La Figure 4-11-d montre la topographie de la surface réelle de l'éprouvette T4. Comme précédemment décrit, la surface paraît avoir une seule crête centrale de longueur d'onde dans les deux directions de l'ordre de la longueur de la surface (180mm) avec une direction privilégiée suivant la direction des x positifs. Pour aboutir à un meilleur ajustement de cette surface, nous avons donc :

- fixé l'angle de rotation θ à zéro ;
- limité les deux longueurs d'onde $\lambda_1$et λ_2 entre 70% et 130% de la dimension de la surface c'est-à-dire entre 120mm et 240mm avec une initiation égale à la limite inférieure imposée, soit 120mm.

Les Figure 4-16 et Figure 4-17 montrent la surface ajustée et le résiduel obtenu. Le Tableau 4-6 résume les valeurs des paramètres ajustés. On remarque que le calcul permet de reproduire la crête centrale de la surface rocheuse avec une longueur d'onde de 173mm et 187mm, respectivement

dans les deux directions x et y. Le résiduel ne comporte que quelques petites crêtes distribuées aléatoirement sur la surface. La moyenne quadratique du résiduel est de 1,25mm, soit 11,2% du paramètre statistique k qui est l'écart entre la hauteur maximale et la hauteur minimale de la surface rocheuse.

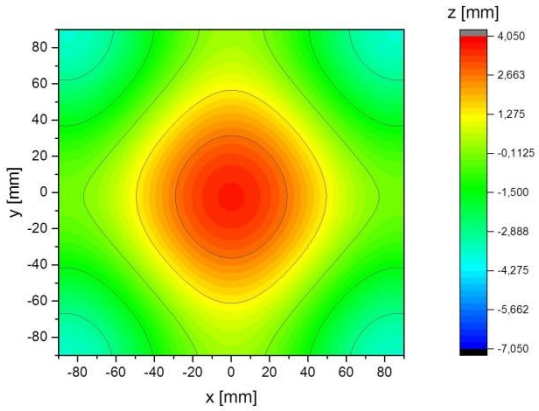


Figure 4-16 Surface ajustée de l'éprouvette T4

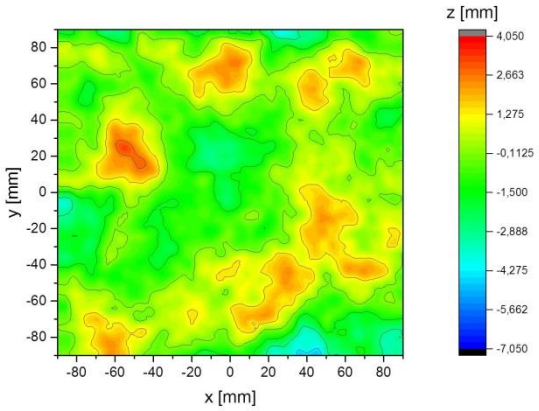


Figure 4-17 Résiduel de la surface ajustée par rapport à la surface réelle de l'éprouvette T4

Paramètre	a (mm)	λ_1 (mm)	φ_1(rad)	b (mm)	λ_2 (mm)	φ_2(rad)	θ (°)
Valeur	1,94	173	0	1,71	187	0,08	0
Ecart-type	0,02	1,70	0	0,02	2	0,01	0

Tableau 4-6 Valeurs des paramètres ajustés sur la surface de l'éprouvette T4

B) Surface rocheuse de l'éprouvette T5

La Figure 4-11-e montre la topographie de la surface réelle de l'éprouvette T5. La surface présente plusieurs crêtes avec une direction privilégiée suivant la diagonale de la surface rocheuse. Pour aboutir à un meilleur ajustement de cette surface, nous avons donc :

- limité l'angle de rotation θ entre 30° et 60° et initié sa valeur à 30° ;
- limité la longueur d'onde λ_1 suivant X entre 50% et 120% de la demi-longueur de la diagonale de la surface c'est-à-dire entre 60mm et 150mm ;
- limité la longueur d'onde λ_2 suivant Y entre 50% et 120% de la longueur de la diagonale de la surface c'est-à-dire entre 125mm et 300mm.

Les Figure 4-18 et Figure 4-19 montrent la surface ajustée et le résiduel obtenus. Le Tableau 4-7 résume les valeurs des paramètres ajustés. On remarque que la direction privilégiée est de l'ordre de 50° avec une longueur d'onde dans cette direction égale à 81mm qui est de l'ordre de la demi-longueur de la surface rocheuse. La moyenne quadratique du résiduel est de 1,23mm, soit 9,35% du paramètre statistique k.

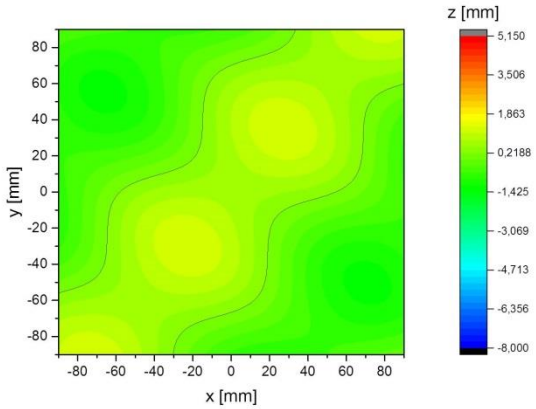


Figure 4-18 Surface ajustée de l'éprouvette T5

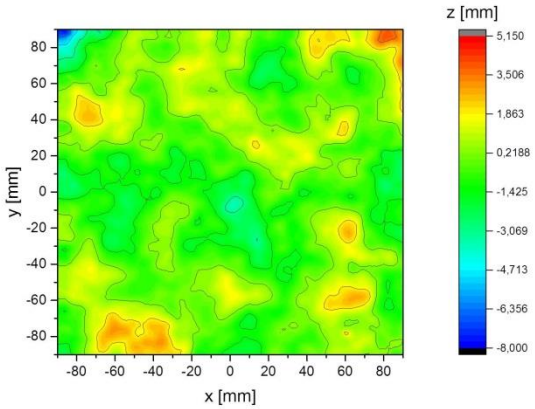


Figure 4-19 Résiduel de la surface ajustée par rapport à la surface réelle de l'éprouvette T5

Paramètre	a (mm)	λ_1 (mm)	φ_1(rad)	b (mm)	λ_2 (mm)	φ_2(rad)	θ (°)
Valeur	-0,32	81	-0,25	0,95	173	0	52
Ecart-type	0,02	1,25	0,06	0,02	2	0	0,55

Tableau 4-7 Valeurs des paramètres ajustés sur la surface de l'éprouvette T5

4.3.4.3 Analyse des résultats

Le Tableau 4-8 résume les résultats de la caractérisation de l'ondulation principale des 9 surfaces rocheuses des éprouvettes à l'échelle intermédiaire - 2. Pour chaque surface, la contrainte normale appliquée sur l'éprouvette cisaillée et le type de comportement au cisaillement obtenu sont rappelés ainsi que l'angle de la direction privilégiée des ondulations et les longueurs d'ondes obtenues dans les deux directions principale X et secondaire Y.

On remarque que pour les éprouvettes de comportement de type A (T1, T4 et T7) testées sous une contrainte normale faible (≤0,6MPa), les ondulations sont orientées selon la direction de cisaillement ($\theta = 0°$) et les longueurs d'onde dans cette direction principale varient entre 163mm et 192mm. λ_1 varie ainsi entre 90% et 110% de la dimension (L=180mm) de la surface rocheuse. Dans la direction secondaire, les longueurs d'onde sont du même ordre de grandeur que celles de la direction principale : λ_2 varie entre 157mm et 188mm.

Pour les éprouvettes de comportement de type B (T2, T3 et T5) testées sous une contrainte normale faible (≤0,6MPa), les caractérisations montrent que la direction principale des ondulations n'est pas suivant la direction de cisaillement de l'interface mais s'oriente avec un angle entre 16° et 52°. Les longueurs d'ondes dans la direction principale varient entre 82mm et 120mm ce qui correspond à un intervalle entre 45% et 67% (2/3) de la dimension de la surface caractérisée. Par contre, les longueurs d'onde dans la direction secondaire sont trouvées du même ordre de grandeur que la dimension de la surface rocheuse (λ_2 varie entre 174mm et 202mm).

Sous une contrainte normale de 1MPa (T6, T8 et T9), les caractérisations montrent que quel que soit le type de comportement A ou B, la direction principale des ondulations est inclinée par rapport à la direction de cisaillement. La surface de l'éprouvette T8 (comportement de type B) présente une longueur d'onde principale de 188mm ce qui correspond à 105% de la dimension de la surface tandis que les surfaces des éprouvettes T6 et T9, présentant un comportement de type A, sont

caractérisées par des longueurs d'onde principales de 107mm (60%) et 136mm (75%) respectivement.

Surface	σ_n (MPa)	Type de comportement	θ (°)	λ_1 (mm)	λ_2 (mm)
T1	0,2	A	0	163	185
T2	0,2	B	-40	113	156
T3	0,2	B	16	120	202
T4	0,6	A	0	173	188
T5	0,6	B	52	82	174
T6	1	A	-42	107	203
T7	0,6	A	0	192	157
T8	1	B	-20	188	176
T9	1	A	27	136	112

Tableau 4-8 Résumé des résultats de caractérisation de l'ondulation principale des surfaces rocheuses à l'échelle intermédiaire - 2

4.3.4.4 Discussion

Le but de cette étude était de caractériser les ondulations principales de la surface rocheuse.

Selon les résultats de caractérisation sur les deux exemples détaillés, la procédure de calcul développée a effectivement permis de caractériser cet aspect de la surface par une longueur principale d'onde dans chacune de deux directions principales. Bien que les valeurs des longueurs d'onde obtenues paraissent raisonnables, les valeurs des hauteurs obtenues sur la surface ajustée sont plus petites que les hauteurs réelles. Cet écart pourrait s'expliquer par le fait que la microrugosité de la surface liée aux ondulations de deuxième ordre n'est pas prise en compte.

Les résultats de la caractérisation par des longueurs d'onde principales des 9 surfaces ont validé l'hypothèse émise lors de la discussion sur les résultats expérimentaux à l'échelle intermédiaire – 2. Ainsi sous une contrainte normale faible (≤0,6MPa), l'interface béton-granite avec une surface caractérisée par une longueur d'onde principale de l'ordre de la longueur de la surface L ± 10% orientée dans la direction de cisaillement présente un comportement au cisaillement de type A. Si l'interface béton-granite a une surface rocheuse caractérisée par une longueur d'onde principale variant de l'ordre de ½ à 2/3 de la longueur de la surface L avec une direction inclinée par rapport à la direction principale, elle présente un comportement au cisaillement de type B.

On peut se demander si ce n'est pas seulement l'ordre de grandeur de la longueur d'onde principale qui affecte le comportement au cisaillement de l'interface béton-roche. Or, Khosravi et al. (2013) ont montré, pour une interface roche-roche, que la résistance de pic diminue si la direction principale des aspérités (en dent de scie) est inclinée par rapport à la direction de cisaillement.

4.4 Cisaillement à grande échelle

Au total, 5 grandes éprouvettes ayant chacune une surface de contact béton-granite de 1500mm(l) x 1000mm(L) ont été cisaillées dans la grande boîte de cisaillement. Les contraintes normales choisies pour les essais étaient 0,2MPa, 0,4MPa, 0,6MPa et 1MPa.

4.4.1 Généralités sur la présentation et le traitement des résultats

Habituellement le comportement au cisaillement lors du déroulement d'un essai de cisaillement est étudié en se basant sur les mesures des capteurs de force et de déplacement installés sur la boîte de cisaillement. Dans l'étude à cette échelle, en plus de ces capteurs, les grandes éprouvettes ont été instrumentées par 3 techniques différentes (§3.5.3: jauge de déformations, fibre optique et émission acoustique) afin de suivre le comportement au cisaillement de l'interface béton-roche étudiée. Dans cette section, des éléments sur le traitement des résultats de ces différentes instrumentations sont décrits.

L'effort normal total à l'interface est calculé comme la somme des mesures des deux capteurs installés sur les deux vérins normaux.

L'effort tangentiel à l'interface est la somme des mesures des efforts données par les deux capteurs installés sur les deux vérins tangentiels. Parfois les deux vérins se sont comportés de façon dissymétrique. Cette dissymétrie a été prise en compte dans l'analyse du comportement au cisaillement de l'interface étudiée.

Les contraintes normale et tangentielle à l'interface sont calculées en divisant la valeur des efforts (tangentiel et normal) mesurés par les capteurs de force par la surface de cisaillement ajustée, à chaque instant, selon le déplacement tangentiel imposé par les vérins horizontaux.

Les déplacements normaux ont été mesurés entre les deux demi-boîtes de cisaillement et non pas entre les deux demi-éprouvettes. Or nous avons noté après essai, que les éprouvettes se sont déplacés entre les vis de serrage. A cette échelle, vu les contraintes déployées et le non plaquage entre l'éprouvette et les demi-boîtes, la rigidité du système demi-boîte/demi-éprouvette ne permet pas une mesure précise des déplacements à l'interface béton-roche. Cependant, sans tenir compte des valeurs absolues, les 4 capteurs de déplacements normaux (Figure 4-20) permettent d'identifier les mouvements de basculement et de rotation lors de l'essai.

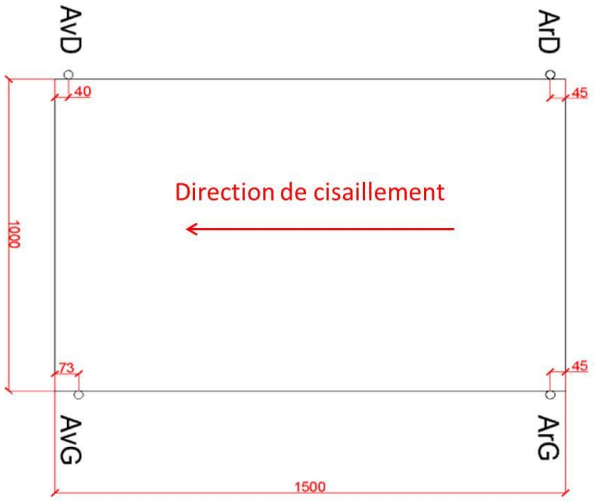


Figure 4-20 Emplacement des capteurs pour les déplacements normaux (les distances entre les arêtes verticales de l'éprouvette et les positions des capteurs sont exprimées en mm)

Les jauges ont permis de mesurer les déformations locales sur le béton et le granite. Les valeurs présentées ci-après sont corrigées en température. La nomenclature retenue pour les jauges est :

- Hi désigne une jauge mesurant les déformations tangentielles,
- Vi désigne une jauge mesurant les déformations normales,
- Oi désigne une jauge mesurant les déformations à 45° avec la direction de cisaillement.

Les résultats de la technique de l'émission acoustique peuvent être exploités de différentes manières en se basant sur les différents paramètres de l'EA. Dans cette étude, les résultats sont présentés sous 3 formes différentes :

1- Evolution, au cours de l'essai, de la densité des évènements acoustiques localisés sur une face latérale de l'éprouvette jusqu'à la rupture de l'interface (Figure 4-21 : points verts). La courbe rouge correspond à l'évolution de l'effort tangentiel d'un des deux vérins tangentiels au cours de l'essai. Cette représentation donne une information sur les instants où les émissions acoustiques sont les plus actives.

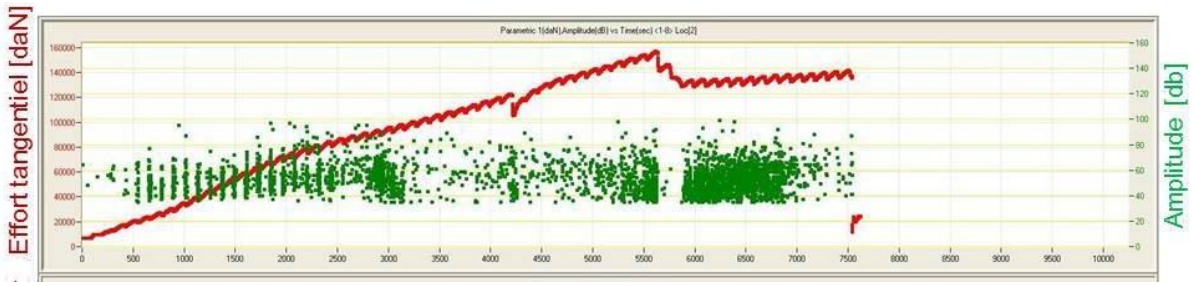


Figure 4-21 Exemple d'évolution de la densité des évènements acoustiques localisés sur une face latérale de l'éprouvette et de l'effort tangentiel (un des deux vérins) au cours du temps

2- Localisation en 2D des événements acoustiques cumulés entre deux instants ou non cumulés à un instant, sur chacune des deux faces latérales de l'éprouvette (Figure 4-22). La couleur des points désigne l'amplitude en db de l'événement acoustique. L'axe X correspond à la longueur de l'éprouvette. L'axe Y correspond à la hauteur de l'éprouvette. La ligne orange indique la position du plan moyen du contact étudié. La flèche noire indique la direction du cisaillement.

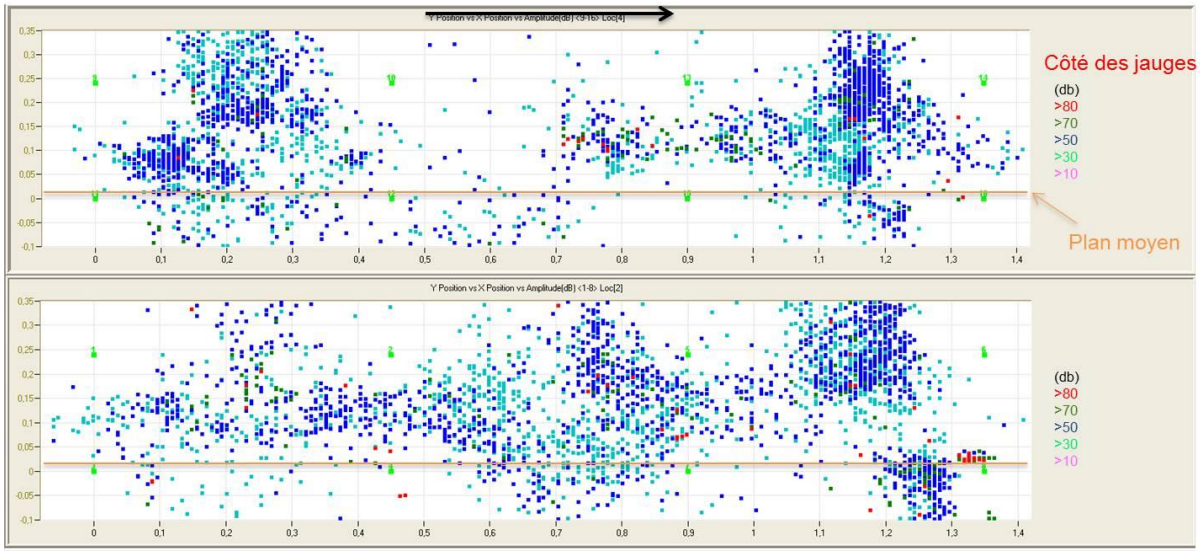


Figure 4-22 Exemple de la localisation 2D des événements acoustiques cumulés sur chacune des deux faces latérales de l'éprouvette testée. La couleur des points désigne l'amplitude en db de l'événement acoustique. La flèche noire indique la direction du cisaillement

3- Localisation en 2D des événements acoustiques cumulés entre deux instants ou non cumulés à un instant, sur un plan parallèle au plan moyen de l'interface (Figure 4-23). La couleur des points désigne l'amplitude en db de l'événement acoustique. L'axe X correspond à la longueur de l'éprouvette. L'axe Y correspond à la largeur de l'éprouvette. La flèche noire indique la direction du cisaillement.

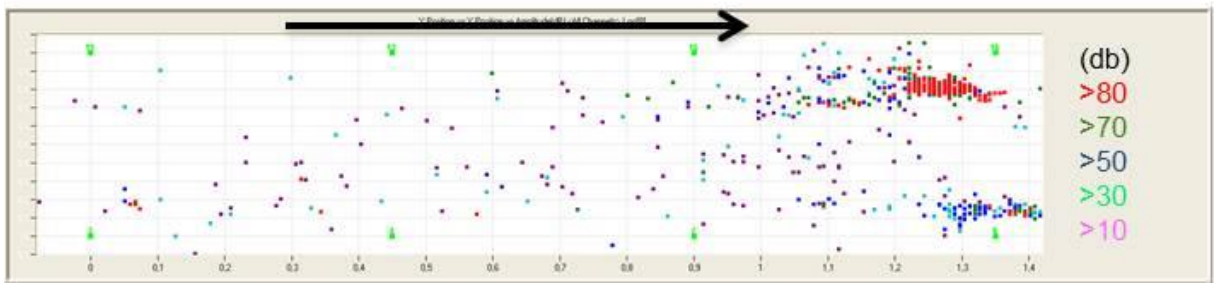


Figure 4-23 Exemple de la localisation en 2D des évènements acoustiques cumulés dans un plan parallèle au plan moyen de l'interface béton-roche. La flèche noire indique la direction du cisaillement

Ces deux formes de localisation des évènements permettent de connaître les zones sur et dans l'éprouvette où les endommagements interviennent.

Notons que les mesures par la technique de l'émission acoustique n'ont pu être poursuivies au-delà de la rupture des interfaces du fait que quelques capteurs, surtout ceux proches du contact béton-roche, se sont détachés au moment de la rupture brutale.

La mesure par fibre optique est donnée sur toute la longueur de câble noyée dans le béton, soit à peu près 15m de longueur dans notre cas. Les déformations mesurées et représentées sont les déformations selon l'axe de la fibre. La précision de mesure de la fibre dépend de la qualité de l'onde Laser envoyée et de la résolution de mesure choisie, soit dans notre cas de l'ordre de 8 µdef pour une résolution choisie variant entre 2mm et 8mm.

Après traitement des données de mesure de fibre optique, deux présentations des résultats ont été exploitées : les résultats linéaires (en 1D) où les déformations sont représentées sur toute la

longueur de la fibre et les résultats en 2D où les mesures de la fibre sont projetées, connaissant les positions de la fibre, sur la surface de cisaillement pour obtenir une visualisation en 2D des déformations. Les résultats linéaires permettent de mieux détecter l'initiation des fissures dans le béton tandis que les résultats en 2D permettent de localiser les fissures et de connaître l'état de contrainte dans le béton proche de l'interface.

La Figure 4-24 montre un exemple de résultats en 1D de l'évolution des déformations mesurées le long de la fibre pour différentes valeurs d'effort tangentiel appliqué à l'éprouvette I7. La position des boucles de la fibre est donnée à titre indicatif sachant que l'entrée de la fibre dans le bloc est à 17m de l'entrée du système d'acquisition. Sur la figure, les cinq boucles du bas représentent les boucles situées du côté de la poussée. Les courbes bleu foncé et turquoise présentent deux mesures successives des déformations le long de la fibre sous un effort tangentiel de 310 tonnes (τ = 2,16 MPa). Les courbes rose et rouge montrent l'évolution des déformations le long de la fibre à deux instants ultérieurs où l'effort tangentiel appliqué sur l'interface était, respectivement, de 290 tonnes (τ = 2,02 MPa) et de 280 tonnes (τ = 1,95 MPa). Sur les courbes bleu foncé et turquoise, on remarque la présence d'un pic plus ou moins brusque en traction de la déformation au niveau des boucles de la fibre optique situées du côté de la poussée (flèches vertes). Cette observation est faite dès le début de l'essai et le phénomène s'amplifie avec la charge tangentielle. Cela peut s'expliquer par l'effet combiné de la géométrie de la fibre dans cette zone (courbe) et de l'effet Poisson : lorsqu'un matériau est comprimé dans une direction, il tend généralement à s'étendre dans les deux autres directions perpendiculaires à la direction de compression (Figure 4-25).

Sur les deux courbes rose et rouge, on observe également l'apparition de deux pics proches de déformation en traction à proximité des boucles situées du côté opposé à la poussée (flèches bleues). Ces pics sont des indications de l'ouverture de fissures à ces endroits de la fibre.

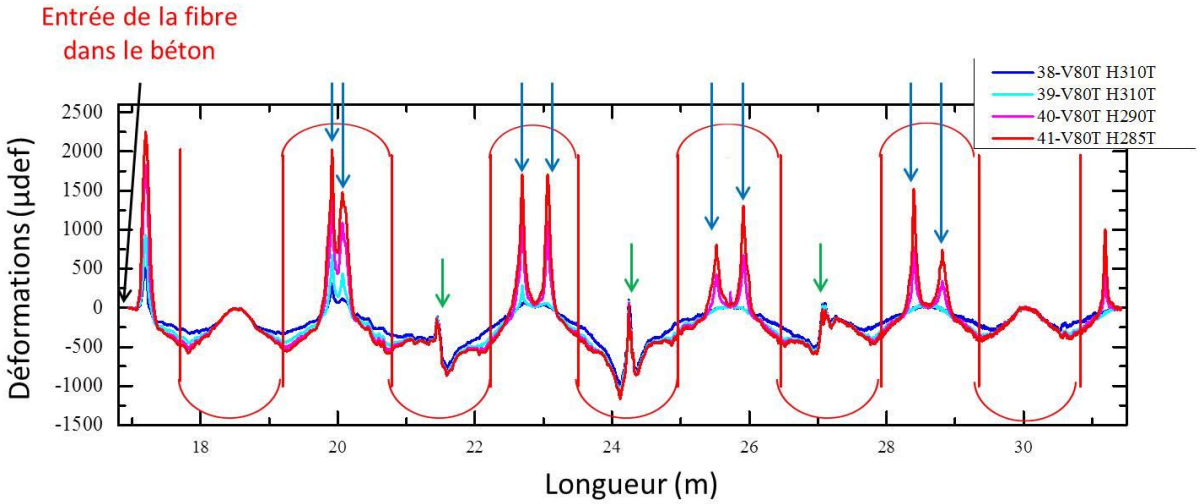


Figure 4-24 Exemple de résultats en 1D de la fibre optique pour différentes valeurs des efforts tangentiels appliqués sur l'éprouvette I7

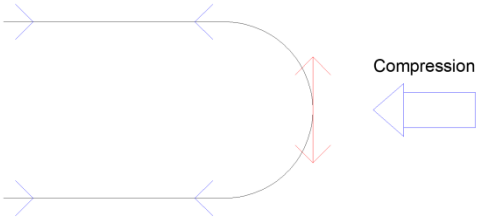


Figure 4-25 Effet Poisson sur la boucle de la fibre optique en compression

La Figure 4-26 montre un exemple d'une projection en 2D de la distribution des déformations mesurées le long de la fibre optique dans le béton proche de l'interface. Cette projection correspond à la courbe rouge de la Figure 4-24. La direction de cisaillement est selon les X décroissants (flèche noire). L'axe Y correspond à la largeur de l'éprouvette. La face latérale où les jauges de déformations sont collées correspond à Y=0. La ligne noire sur la figure correspond à la position de la fibre optique dans le béton. Sur les mesures ainsi présentées en 2D, les valeurs localisées sur la fibre sont exactes tandis que les valeurs visualisées entre le profil du câble de la fibre optique sont obtenues par extrapolation des valeurs mesurées le long la fibre. Les zones en traction observées sur la partie droite de la figure correspondent aux ouvertures de fissures notées par des flèches bleues sur la Figure 4-24. Dans les résultats ci-après, seuls les résultats 2D de la fibre optique sont présentés.

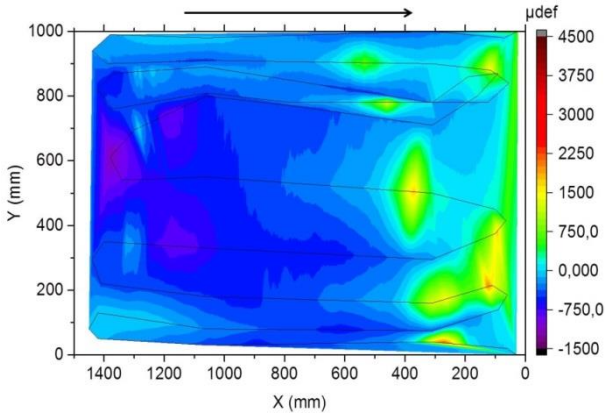


Figure 4-26 Exemple de projection en 2D des résultats de la fibre optique. La flèche noire correspond à la direction du cisaillement

La combinaison entre les différentes instrumentations mises en place durant l'essai nous a permis de comprendre le comportement des interfaces béton-roche durant les essais. En annexe E, l'ensemble des résultats relatifs à chaque essai est présenté. Dans la suite, les 5 essais sont présentés essai par essai et seuls les résultats renforçant l'analyse sont rappelés.

4.4.2 Essai sur l'éprouvette I7

La topographie de la surface rocheuse du contact béton-granite de l'éprouvette I7 est présentée sur la Figure 4-27. La flèche noire désigne la direction de cisaillement de la partie béton de l'éprouvette. La surface présente une crête rocheuse à chaque extrémité et une forme convexe au milieu.

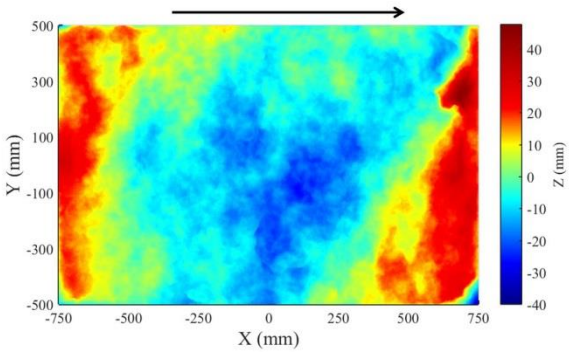


Figure 4-27 Topographie de la surface rocheuse du contact de l'éprouvette I7

La Figure 4-28 montre les évolutions des courbes de contraintes en fonction du déplacement tangentiel au cours de l'essai. La contrainte tangentielle (courbe rouge) augmente linéairement jusqu'à un premier pic de contrainte (pic 1) à 2,2MPa. Ce pic est suivi d'une chute de contrainte tangentielle jusqu'à 1,9MPa puis elle reprend son augmentation mais avec une pente moins inclinée impliquant une rigidité moins élevée jusqu'à un deuxième pic (pic 2) à 2,05MPa. Après le pic 2, la contrainte subit une chute brusque indiquant une rupture fragile. Ce pic correspond à l'instant où durant l'essai, un bruit a été entendu accompagné par une chute brusque de la demi-boîte supérieure sur la demi-boîte inférieure. Ensuite la contrainte tangentielle a augmenté de nouveau jusqu'à atteindre un nouveau petit pic de contrainte suivi d'une phase décroissante puis s'est stabilisée selon un comportement résiduel. La résistance résiduelle est autour de 0,63MPa.

La courbe bleue montre que la contrainte normale appliquée reste égale à 0,6MPa durant toute la période de l'essai à l'exception d'une perturbation survenue au moment du pic 2 et qui traduit la rupture fragile brusque du contact. Après cette perturbation, la contrainte normale a repris sa valeur de consigne.

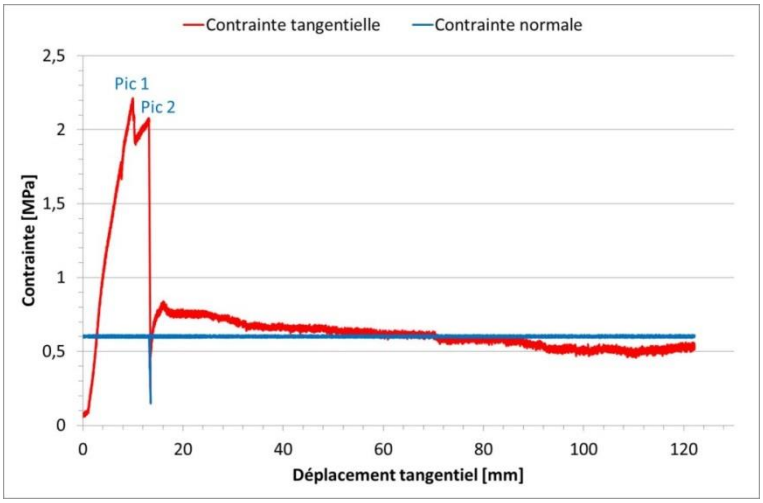


Figure 4-28 Evolution des contraintes tangentielle et normale en fonction du déplacement tangentiel pour l'éprouvette I7

La Figure 4-29 montre l'évolution des déplacements normaux mesurés par les quatre capteurs montés sur la demi-boîte supérieure de la grande boîte de cisaillement, et la moyenne de ces quatre mesures, en fonction du déplacement horizontal des vérins horizontaux. Les deux courbes, bordeaux et verte, correspondent aux deux capteurs positionnés du côté de la poussée sur la demi-boîte supérieure tandis que les deux courbes, violette et bleue marine, correspondent aux capteurs positionnés de l'autre côté. La courbe rouge correspond à la moyenne de ces quatre mesures. On

observe que, avant le pic 2, les déplacements normaux mesurés du côté de la poussée sont plus importants que ceux mesurés de l'autre côté. Cette observation indique qu'un basculement de la demi-boîte supérieure du côté de la poussée vers l'autre côté s'est développé avant le pic 2. On remarque encore que l'écart entre les déplacements normaux de part et d'autre de la direction de la poussée augmente entre les deux pics 1 et 2 indiquant que le taux de basculement augmente. Au moment du pic 2, l'hypothèse de la chute brusque de la demi-boîte supérieure sur la demi-boîte inférieure est vérifiée par une chute des déplacements normaux mesurés par les 4 capteurs. Le phénomène de basculement de la demi-éprouvette supérieure sur la demi-éprouvette inférieure s'inverse après le pic 2 : les déplacements normaux mesurés du côté opposé à la poussée sont plus importants que ceux mesurés du côté de la poussée.

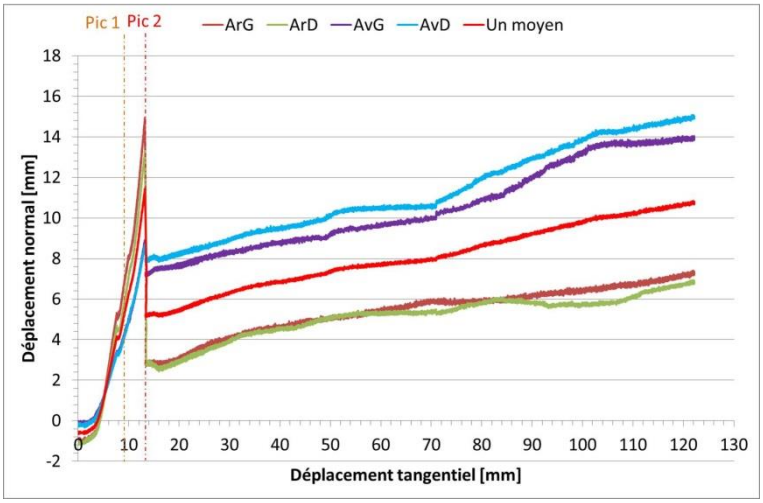


Figure 4-29 Déplacements normaux mesurés aux quatre coins de la demi-boîte supérieure durant l'essai sur I7

La Figure 4-30 montre les états des surfaces de béton et de granite du contact après l'essai. Sur la figure, les flèches rouges indiquent la direction de cisaillement de la partie béton de l'éprouvette. On constate que la surface de rupture finale est au contact béton-roche. On note cependant une rupture dans la roche du côté de la crête rocheuse positionnée du côté opposé à la poussée et l'ouverture d'une fissure sur toute la largeur de la roche au milieu de l'interface (Pointillée bleue - Figure 4-30-b). On remarque, en plus, l'ouverture d'une fissure dans le béton du côté opposé à la poussée (Pointillée bleue - Figure 4-30-a).



Figure 4-30 Etats des surfaces (a) du béton et (b) du granite du contact de l'éprouvette I7 après rupture

A) Mesures des jauges de déformation

La Figure 4-31 montre l'évolution des déformations mesurées durant l'essai par les jauges verticales collées sur le béton et proches de l'interface.

Avant le pic 1, contrairement aux jauges V4 et V5, les jauges V1 à V3 travaillent en traction. Au pic 1, on observe une relaxation des déformations dans les jauges V1 à V3 qui se mettent à travailler en compression. On note également une augmentation importante de la déformation en traction de la jauge V4 jusqu'à la saturation de cette jauge et une casse en traction de la jauge V5. A l'instant du pic 2, on observe une relaxation des déformations dans les jauges V1 à V3 et une casse en traction de la jauge V4. Après le pic 2, les jauges V1 à V3 donnent des mesures en compression presque stables.

Concernant les mesures données par les jauges horizontales proches de l'interface (Figure 4-32), on remarque qu'avant le pic 1, la jauge H1 du côté de la poussée travaille faiblement en traction tandis que les jauges H2 à H5 sont progressivement mobilisées en compression. A l'instant du pic 1, on remarque une forte sollicitation en compression des 5 jauges. Entre les deux pics, 1 et 2, les mesures en compression données par les jauges H1, H4 et H5 sont presque stables tandis qu'on observe une augmentation importante en compression des déformations mesurées par les jauges H2 et H3. Puis on remarque une relaxation des déformations à l'instant du pic 2 pour toutes les jauges. Après ce pic, la jauge H1 travaille de nouveau en traction et les jauges H2 à H5 restent en compression à une valeur équivalente.

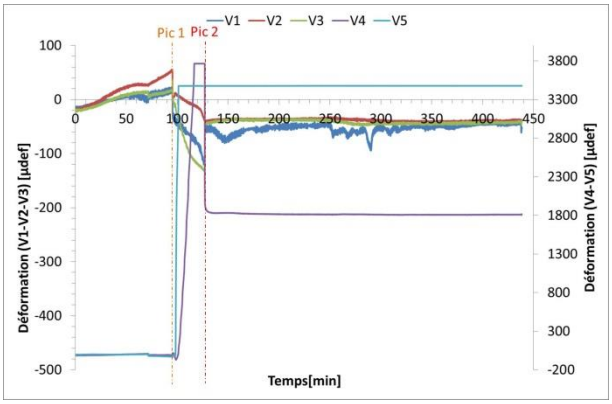


Figure 4-31 Evolution des déformations selon les jauges V1 à V5 durant l'essai sur I7 (l'axe des ordonnées de V4 et V5 est à droite)

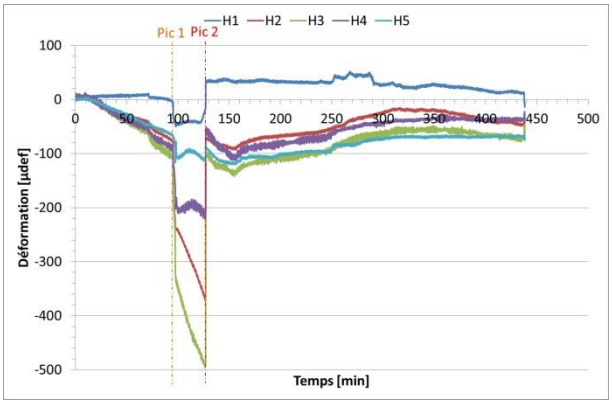


Figure 4-32 Evolution des déformations selon les jauges H1 à H5 durant l'essai sur I7

B) Mesures des émissions acoustiques

Les Figure 4-33 et Figure 4-34 présentent la localisation des évènements acoustiques en 2D dans un plan parallèle au plan moyen de la surface rocheuse et à une distance de 25cm de celui-ci. On remarque qu'avant le pic 1 (Figure 4-33), les évènements acoustiques cumulés énergétiques se sont concentrés sur le côté opposé à la poussée (dans une zone où des crêtes rocheuses sont présentes), avec quelques évènements du côté de la poussée. Entre les deux pics 1 et 2 (Figure 4-34), les concentrations d'évènements acoustiques disparaissent et les évènements se répartissent sur toute la surface auscultée par les capteurs avec quelques rares évènements acoustiques importants détectés dans la zone centrale.

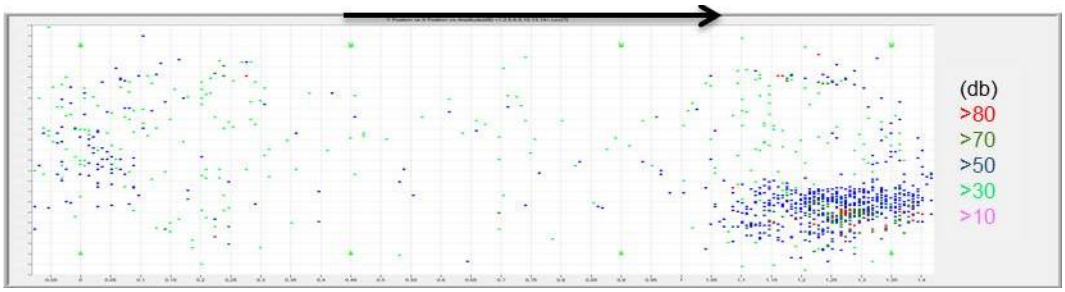


Figure 4-33 Localisation en 2D parallèlement au contact béton-roche des évènements acoustiques cumulés jusqu'au pic 1

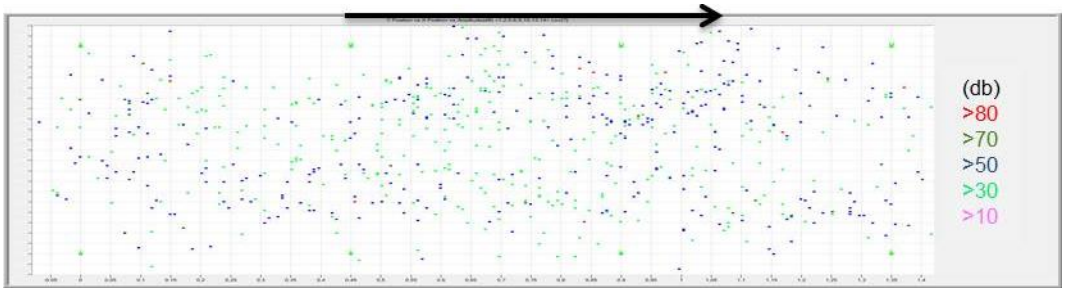
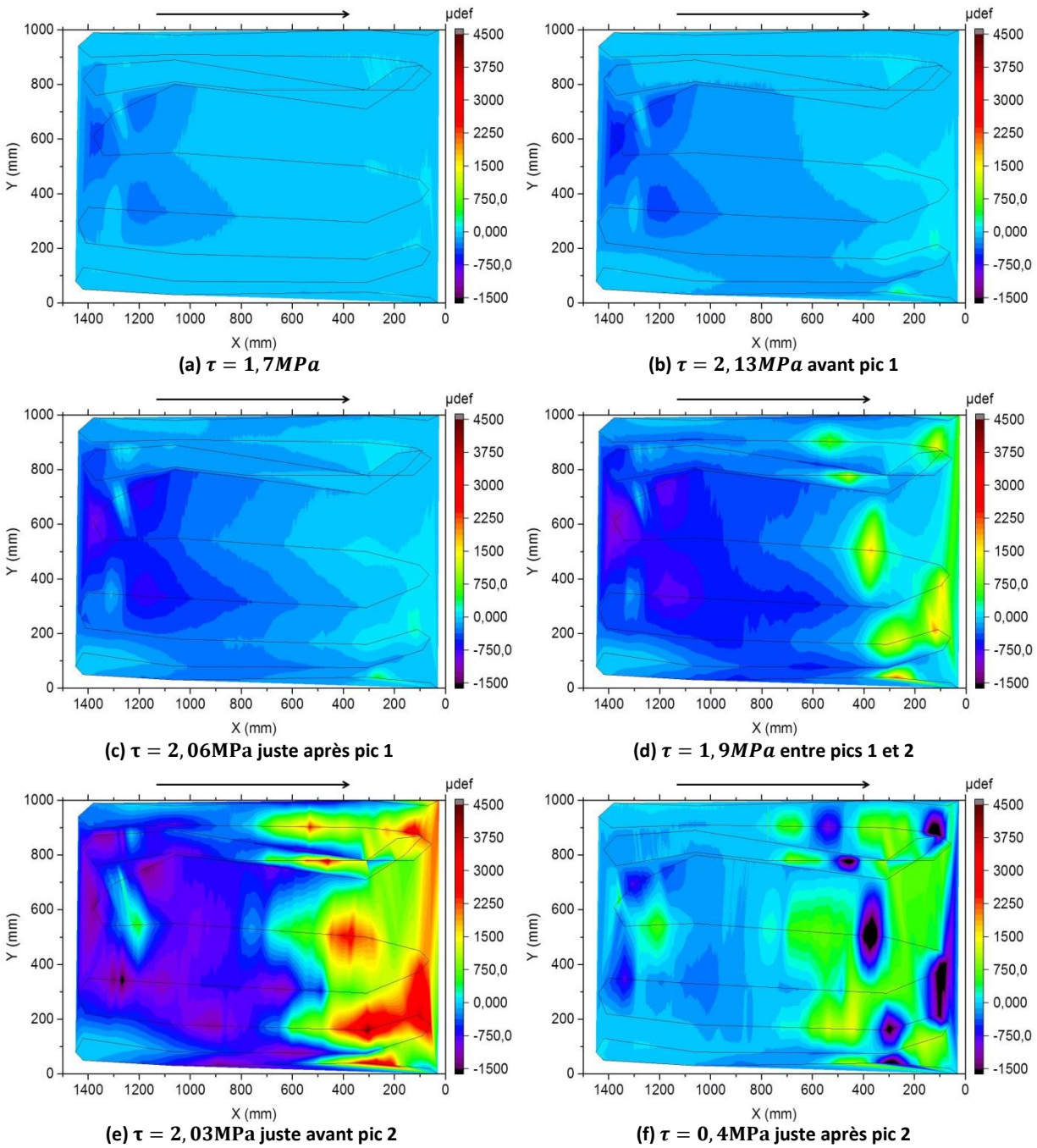


Figure 4-34 Localisation en 2D parallèlement au contact béton-roche des évènements acoustiques cumulés entre les deux pics 1 et 2

C) Mesures de fibre optique

Les Figure 4-35-a à f montrent quelques résultats en 2D de la distribution des déformations dans le béton proche de l'interface à différents instants de l'essai de cisaillement.

D'après les différentes mesures prises avant le pic 1, on remarque que la zone comprimée se propage progressivement dans le béton, durant l'essai, du côté de la poussée vers le côté opposé (Figure 4-35-a). Les déformations en compression continuent d'augmenter dans le béton et on note l'apparition d'une zone de traction côté opposé à la poussée proche de l'entrée de la fibre juste avant le pic 1 (Figure 4-35-b). Juste après le pic 1, la distribution en compression et en traction des déformations reste la même sur la surface. Cependant on observe une augmentation importante des déformations en compression: cette augmentation était de l'ordre de 300 µdef dans quelques endroits du côté de poussée et de 150 µdef dans la zone du milieu de l'interface. La représentation linéaire des mesures à cet instant montre l'initiation d'une fissure dans le béton dans la zone en traction (Figure 4-35-c). Une nouvelle représentation 2D entre les deux pics 1 et 2 (Figure 4-35-d) montre que la fissure se propage sur toute la largeur de la surface de béton. Or cette fissure a été clairement repérée sur la surface de béton à l'interface après l'essai (Figure 4-30-a) et sur les deux faces latérales du bloc de béton. C'est cette même fissure qui a cassé la jauge V5 juste après le pic 1. La Figure 4-35-e montre que la zone de traction s'élargit sur tout le côté opposé à la poussée et les valeurs des déformations en traction et en compression augmentent entre les deux pics 1 et 2. Des pics en traction apparaissent du côté opposé à la poussée : ces pics correspondent aux zones où il a été constaté, après l'essai, que des petites crêtes de roche ont été cassées durant l'essai. Après le pic 2, la Figure 4-35-f montre que les pics de traction sur la fibre sont devenus des pics en compression et on observe une relaxation des déformations sur la demi-surface du côté de la poussée.



(a) $\tau = 1,7MPa$ (b) $\tau = 2,13MPa$ avant pic 1

(c) $\tau = 2,06\text{MPa}$ juste après pic 1 (d) $\tau = 1,9MPa$ entre pics 1 et 2

(e) $\tau = 2,03\text{MPa}$ juste avant pic 2 (f) $\tau = 0,4\text{MPa}$ juste après pic 2

Figure 4-35 Distribution en 2D des déformations dans le béton proche de l'interface sous différentes valeurs de contrainte tangentielle durant l'essai sur I7

D) Discussion

Avant le pic 1, les jauges horizontales collées près de l'interface testée évoluent en compression. La fibre optique montre une augmentation des contraintes en compression dans le béton avec une apparition, à un instant proche du pic, d'une zone en traction côté opposé à la poussée. Dans cette dernière zone, au même moment, les événements acoustiques sont importants et par conséquent, les endommagements sont concentrés. Or dans cette zone, sur l'interface, il existe une crête rocheuse (Figure 4-27). Sous l'effet de la poussée, la demi-éprouvette supérieure en béton est soumise globalement à la compression. Du côté opposé à la poussée, dans la zone de la crête rocheuse, un phénomène de rupture semble s'initier.

Au moment du pic 1, la fibre optique indique que, du côté opposé à la poussée, une fissure s'initialise dans le béton dans la zone préalablement en traction et se propage sur toute la largeur du béton. La jauge verticale collée du côté opposé à la poussée est cassée confirmant l'ouverture de cette fissure en traction dans le béton. C'est la fissure qui a été relevée sur le bloc de béton à l'issue de l'essai. Le fait que la jauge V4 casse plus tard au cours de l'essai, indique que la fissure se propage de l'interface vers le béton. La fibre optique dans la zone en amont de la fissure côté poussée et les jauges indiquent une forte augmentation en compression dans le béton au moment du pic. La génération de la fissure aurait ainsi reporté la contrainte dans le béton en amont de la fissure vis-à-vis de la direction de la poussée. De plus, la concentration des événements d'émission acoustique a disparu.

On remarque, enfin, qu'après le pic 1, les deux jauges horizontales collées sur le béton proche de l'interface du côté opposé à la poussée et la jauge horizontale collée du côté de la poussée subissent une sollicitation en compression constante malgré l'augmentation de l'effort tangentiel tandis que les deux autres jauges horizontales collées au milieu de l'interface indiquent une augmentation significative en compression. Sur le côté opposé à la poussée, la fissure dans le béton et la roche peut justifier cette absence de mobilisation. Sur le côté de poussée, l'absence de fissure observée post-essai signifie donc que le contact béton-roche a perdu sa cohésion au niveau de la jauge horizontale qui ne se mobilise plus. En conclusion, après le pic 1, une zone centrale de l'interface béton-roche semble encore peu altérée et est donc mobilisable par la sollicitation tangentielle de l'essai. Notons qu'entre les deux pics 1 et 2, l'ouverture du contact du côté de la poussée a été visible à l'œil nu (Figure 4-36).



Figure 4-36 Visualisation en direct de l'ouverture de l'interface du côté de la poussée entre les deux pics 1 et 2

Après le pic 1, les événements acoustiques se développent dans la zone du milieu de l'interface confirmant que c'est la zone encore mobilisable. La fibre optique montre une augmentation en compression dans cette zone ainsi qu'une extension de la zone en traction côté opposé à la poussée. Cette dernière remarque est cohérente avec la propagation de la fissure dans le béton et la rupture de la jauge V4. Par ailleurs le taux de basculement du côté de la poussée vers le côté opposé augmente. La partie centrale de l'interface semble servir de pivot à ce basculement favorisant ainsi la rupture à l'interface. Au moment du pic 2, la chute de la demi-boîte supérieure sur la demi-boîte inférieure confirmée par la chute simultanée des déplacements normaux, le bruit entendu, le décollage de tous les capteurs d'émission acoustique collés sur l'interface, la relaxation des déformations dans la fibre optique et le comportement stable des jauges après ce pic montrent que la rupture totale de l'interface béton-roche testée est effective et que seul le frottement de l'interface joue après le pic 2.

En résumé, le pic 1 correspond à des ruptures locales de part et d'autre de l'interface béton-roche testée de l'éprouvette. Le pic 2 correspond à la rupture totale de cette interface. L'effet de la

morphologie de la surface rocheuse sur la résistance de pic de l'interface béton-roche est clairement visible. La surface rocheuse de l'interface testée présente une crête rocheuse au niveau du côté opposé à la poussée. Cette crête, cassée avant la rupture totale de l'interface béton-roche, a favorisé le basculement du demi-bloc supérieur sur le demi-bloc inférieur.

Il est à noter que les instrumentations en place n'ont pas permis de déterminer quand la fissure médiane dans la roche est apparue.

4.4.3 Essai sur l'éprouvette I2

La topographie de la surface rocheuse du contact béton-roche est présentée sur la Figure 4-37. La flèche noire désigne la direction de cisaillement de la partie béton de l'éprouvette. La surface présente une forme concave au milieu. La position des deux vérins tangentiels, ET1 et ET2, est indiquée sur la figure.

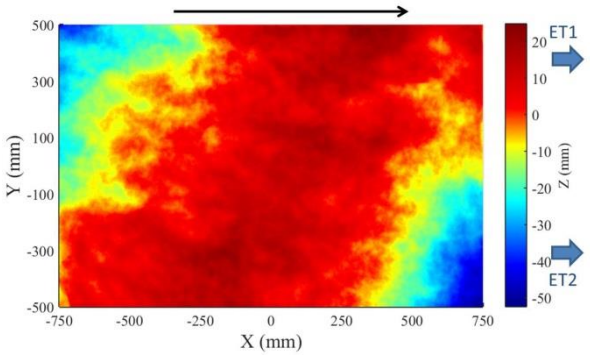


Figure 4-37 Topographie de la surface rocheuse du contact de l'éprouvette I2

La Figure 4-38 montre l'évolution des courbes de contrainte en fonction du déplacement tangentiel au cours de l'essai. La contrainte tangentielle (courbe rouge) augmente jusqu'à un pic de contrainte à 1,8MPa. Ce pic est suivi d'une première baisse de contrainte tangentielle jusqu'à 1,7MPa puis d'une chute brusque indiquant une rupture fragile. A cet instant, un bruit a été entendu durant l'essai simultanément à une chute de la demi-boîte supérieure sur la demi-boîte inférieure. Ensuite la contrainte tangentielle augmente de nouveau légèrement jusqu'à atteindre un nouveau petit pic de contrainte suivi d'une phase décroissante jusqu'à stabilisation selon un comportement résiduel avec une résistance résiduelle de 0,55MPa.

La courbe bleue montre que la contrainte normale appliquée reste constante et égale à 0,6MPa durant toute la période de l'essai. La courbe indique une perturbation survenue au moment de la chute de contrainte tangentielle qui traduit la rupture fragile brusque. Après cette perturbation, la contrainte normale a repris sa valeur de consigne.

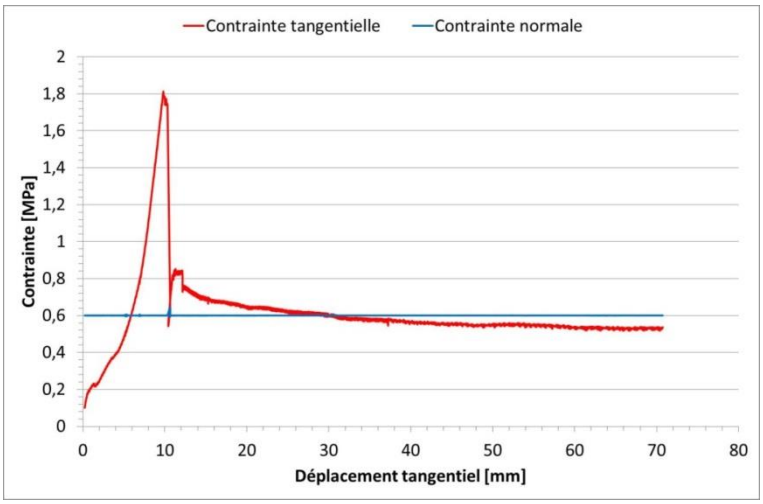


Figure 4-38 Evolution des contraintes tangentielle et normale en fonction du déplacement tangentiel pour l'éprouvette I2

En plus, la Figure 4-39 montre la contribution des deux vérins à la contrainte tangentielle appliquée à l'interface. Quatre instants différents t1, t2, t3 et t4 peuvent être repérés. Alors que t2 et t3 correspondent respectivement au pic de contrainte et à l'instant de chute brusque de la contrainte, t1 (68min après le début de l'essai) correspond à un instant de l'essai où le vérin ET2 se mobilise plus que le vérin ET1 (augmentation de pente sur la courbe bordeaux). La figure montre de plus que la baisse de contrainte après le pic de contrainte est reliée avec une baisse de l'effort tangentiel appliqué par ET2. L'instant t4 correspond à une petite chute de la contrainte tangentielle.

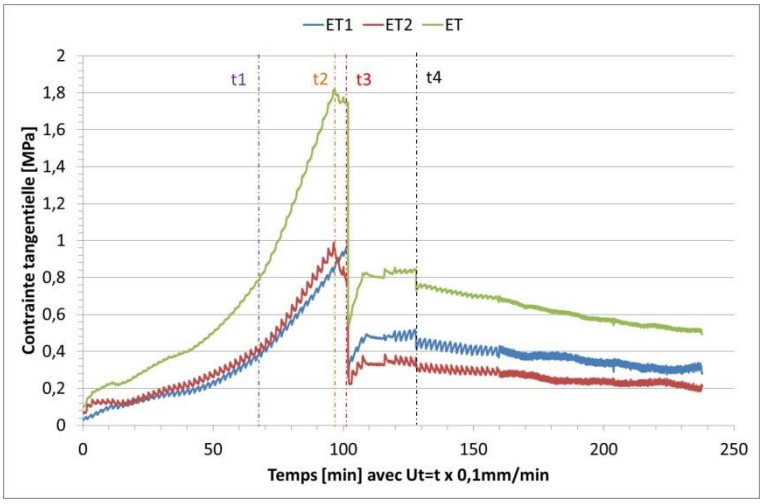


Figure 4-39 Evolution des contributions en contraintes tangentielles de deux vérins durant l'essai sur l'éprouvette I2

La Figure 4-40 montre l'état des surfaces de béton et de granite du contact après l'essai. Sur la figure, les flèches rouges indiquent la direction de cisaillement de la partie béton de l'éprouvette. On constate que la rupture s'est principalement opérée au contact entre le béton et la roche. On note cependant une rupture d'un coin de la roche du côté opposé à la poussée et une rupture dans le béton du côté de la poussé (bande de béton restée collée sur la roche avec une largeur de 50 à 100mm). Une fissure dans le béton est de plus repérée du côté de la poussée (ligne bleue, Figure 4-40-a).



Figure 4-40 Etats des surfaces (a) du béton et (b) du granite du contact de l'éprouvette I2 après rupture

A) Mesures des jauges de déformation

La Figure 4-41 montre l'évolution des déformations mesurées par les 5 jauges horizontales H1 à H5 collées sur le béton et la Figure 4-42 montre l'évolution des déformations mesurées par les 5 jauges horizontales H11 à H15 collées sur le granite parallèlement aux jauges H1 à H5. Les deux figures montrent que les 10 jauges horizontales proches de l'interface se comportent en compression avant l'instant t3. Cependant bien que les deux couples de jauges côté poussée (H1, H11) et (H2, H12) se mobilisent en compression dès le début du chargement tangentiel, les autres jauges horizontales ne se mobilisent qu'après l'instant t1 de l'essai. Notons que la jauge H15 sur le granite côté opposé à la poussée est fortement sollicitée après l'instant t1 avant de présenter un pallier de déformation juste avant l'instant t2. Entre les deux instants t2 (pic) et t3, les déformations des jauges H1, H2 et H3 augmentent fortement en compression puis se stabilisent tandis que les déformations des jauges en parallèle sur le granite, H11, H12 et H13, diminuent et se rapprochent de 0 µdef. Les mesures des jauges H4, H5 et H14 se stabilisent. La mesure de la jauge H15 diminue avant que la jauge ne se casse à l'instant t3 où une relaxation des déformations est remarquée au niveau des autres jauges. Après l'instant t3 les mesures de toutes les jauges, sauf H15 cassée, se stabilisent.

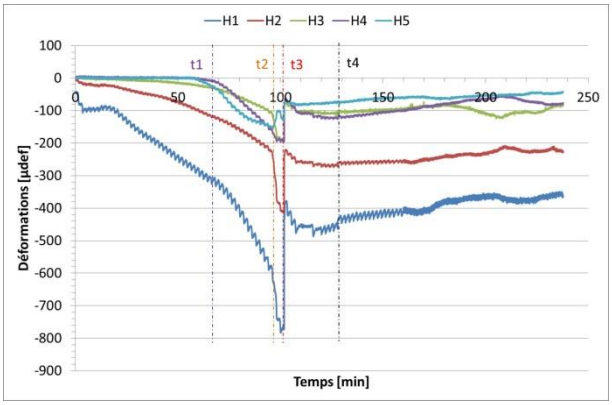


Figure 4-41 Evolution des déformations selon les jauges H1 à H5 durant l'essai sur I2

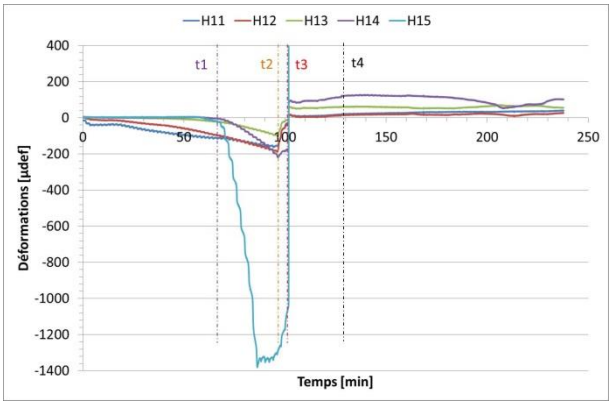


Figure 4-42 Evolution des déformations selon les jauges H11 à H15 durant l'essai sur I2

B) Mesures des émissions acoustiques

La Figure 4-43 montre l'évolution de la densité des événements acoustiques localisés sur la face latérale où les jauges sont collées. On constate que les événements sur cette face sont très denses

entre les deux instants t1 et t2. Entre les deux instants t2 et t3, on remarque que le nombre des évènements est quasiment nul.

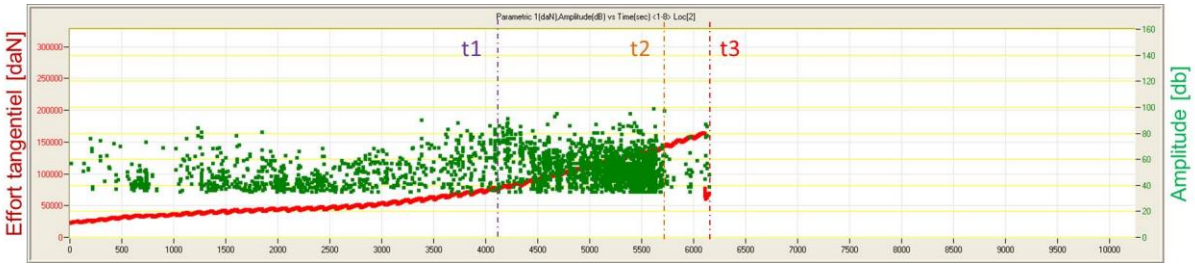
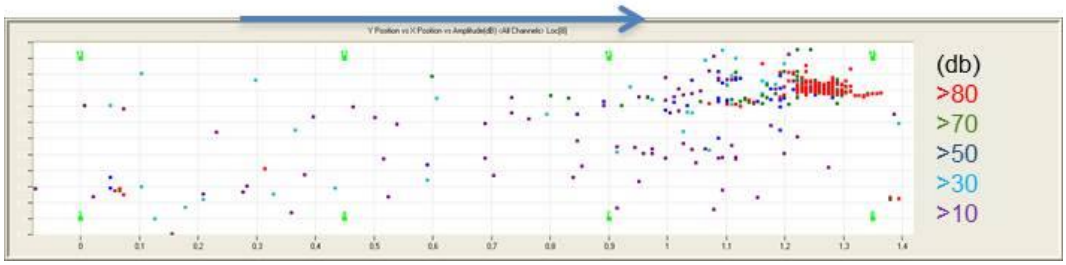
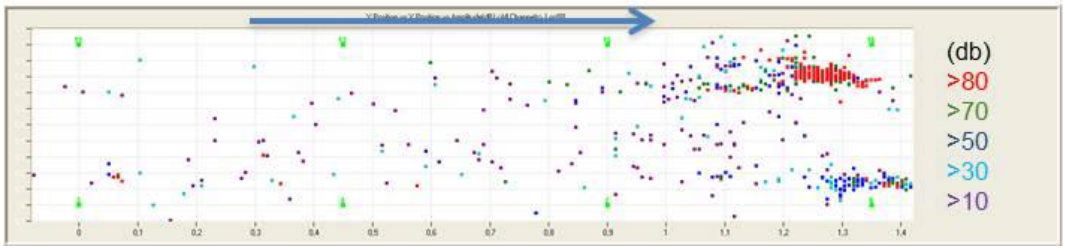


Figure 4-43 Evolution de la densité des évènements acoustiques localisés sur la face latérale de l'éprouvette I2 où les jauges sont collées et de l'effort tangentiel (vérin ET1) au cours du temps

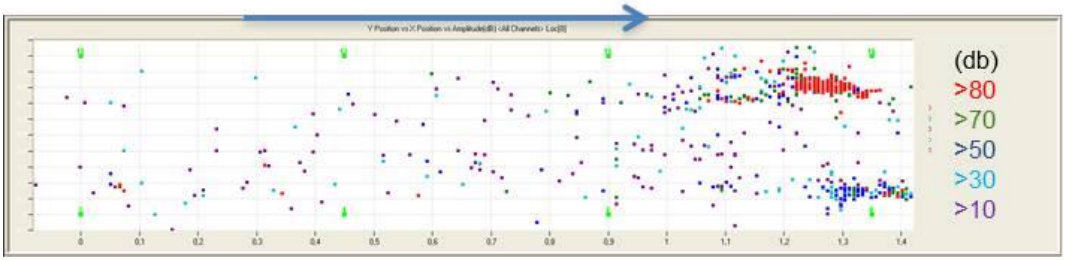
La Figure 4-44 présente la localisation des évènements acoustiques en 2D dans un plan parallèle au plan moyen de la surface rocheuse. On remarque qu'avant l'instant t1 (Figure 4-44-a), les évènements acoustiques énergétiques sont concentrés dans la zone de roche observée cassée en fin d'essai côté opposé à la poussée. Entre les instants t1 et t2, la Figure 4-44-b montre que des événements importants apparaissent sur le côté des jauges et se concentrent côté opposé à la poussée à proximité du couple de jauges (H5, H15). Entre les instants t2 et t3, la Figure 4-44-c montre qu'il n'y a pas de nouveaux événements acoustiques importants qui s'ajoutent sur la localisation de la Figure 4-44-b. Cette observation entre t2 et t3 correspond à l'observation déjà faite sur la Figure 4-43 avec la densité des évènements.



(a) instant t1, $\tau = 0,8\mathrm{MPa}$



(b) instant t2 (pic), $\tau = 1,8\mathrm{MPa}$



(c) instant t3, $\tau = 1,7\mathrm{MPa}$

Figure 4-44 Localisation en 2D parallèlement au contact béton-roche des évènements acoustiques cumulés à différents instants de l'essai sur I2

La Figure 4-45 montre la localisation en 2D sur les deux faces latérales de l'éprouvette des événements acoustiques cumulés jusqu'à l'instant t2. On remarque qu'au niveau de la zone de roche constatée cassée après essai, les événements acoustiques importants sont concentrés au-dessous du plan moyen du contact indiquant que les endommagements sont bien intervenus dans la roche à cet endroit. Sur l'autre face (côté jauges), les évènements acoustiques sont concentrés à proximité du plan moyen du contact avec une concentration importante sur le côté opposé à la poussée.

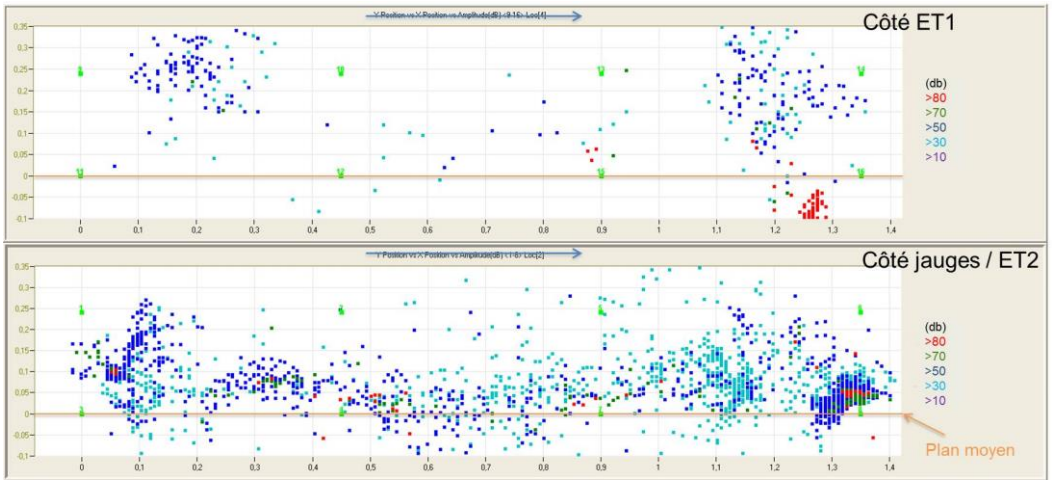


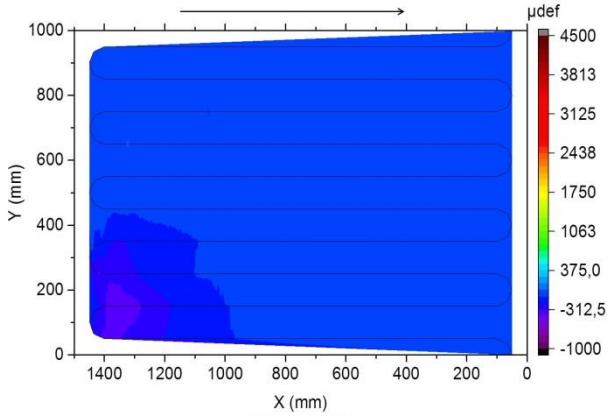
Figure 4-45 Localisation 2D des événements acoustiques cumulés jusqu'à l'instant t2 sur les deux faces latérales de l'éprouvette I2

C) Mesures de fibre optique

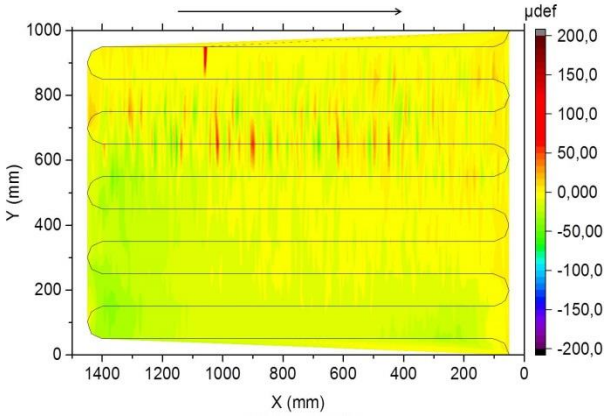
Les Figure 4-46-a, c et e montrent la distribution en 2D des déformations dans le béton proche de l'interface aux trois différents instants (t1, t2 et t3) de l'essai de cisaillement tandis que les Figure 4-46-b, d et f montrent la distribution de l'augmentation des déformations que subit la fibre optique après chaque instant. Les Figure 4-46-g et h montrent la distribution des déformations après les instants t3 et t4 respectivement.

Jusqu'à l'instant t1 (Figure 4-46-a), les déformations se sont concentrées du côté des jauges (côté Y=0mm) au niveau de la poussée. Après cet instant, la Figure 4-46-b montre une augmentation des déformations en compression tout le long de l'interface du côté des jauges. La Figure 4-46-c montre que l'interface est toujours très mobilisée du côté des jauges à l'instant t2. Après cet instant, une augmentation importante des déformations côté poussée sur le côté des jauges est observée tandis qu'une relaxation des déformations côté opposé à la poussée est observée. A l'instant t3, la Figure 4-46-e montre que toute l'interface est comprimée à l'exception de la zone où la roche a été cassée

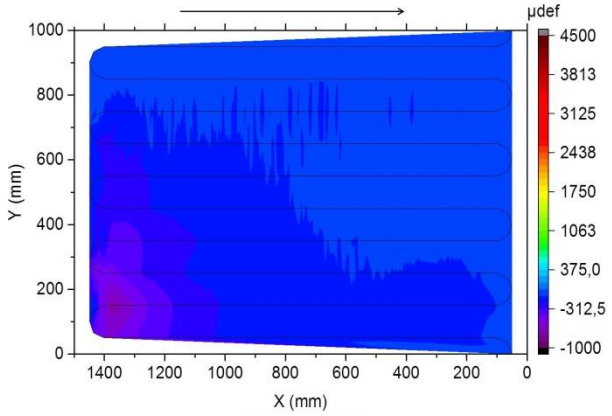
(en haut à droite). Dans cette zone, un pic en traction est survenu indiquant l'initiation d'une fissure. Après l'instant t3 (Figure 4-46-f et g), la relaxation des contraintes est observée sur l'interface et des pics en traction surviennent indiquant la propagation d'une fissure. Cette fissure a été relevée lors de l'examen de l'éprouvette après essai. Le champ de déformations après l'instant t3 (Figure 4-46-g) montre une concentration en compression proche de la zone de roche cassée. Cette concentration disparaît après l'instant t4 comme le montre la Figure 4-46-h.



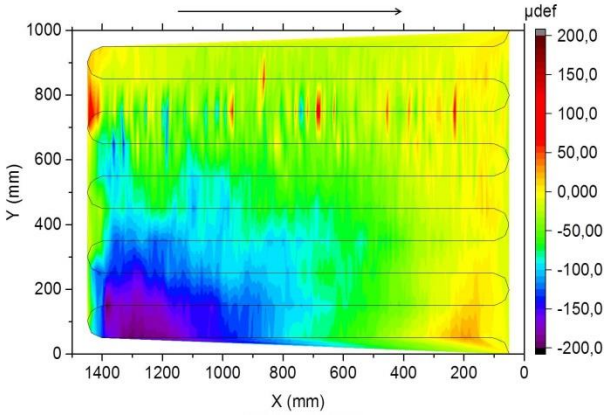
(a) Déformations à l'instant t1



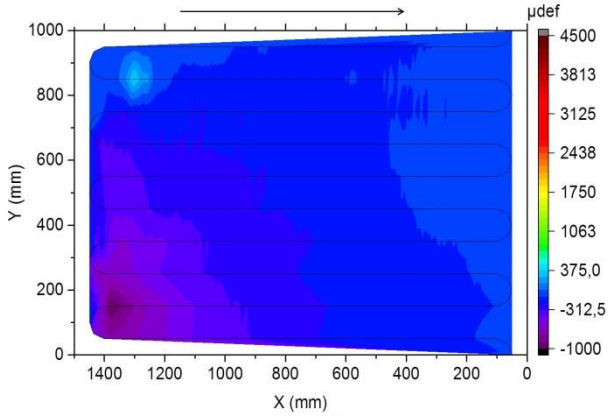
(b) augmentation des déformations à un instant après t1



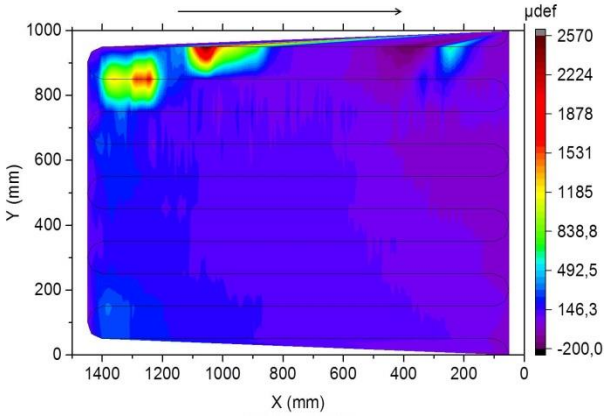
(c) Déformations à l'instant t2



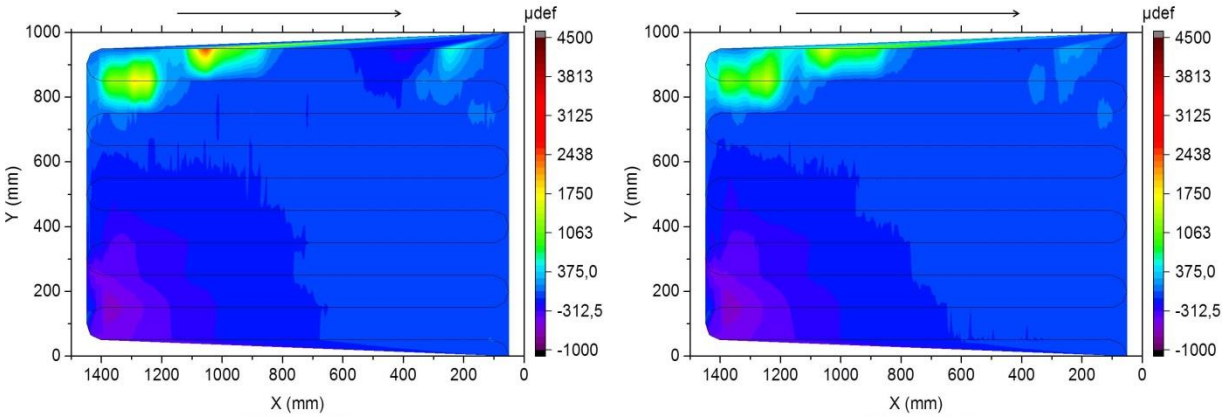
(d) augmentation des déformations à un instant après t2



(e) Déformations à l'instant t3



(f) augmentation des déformations à un instant après t3



(g) Déformations juste après l'instant t3 **(h) Déformations juste après l'instant t4**

Figure 4-46 Distribution en 2D des déformations dans le béton proche de l'interface à différents instants de l'essai sur I2 et augmentation des déformations associées

D) Discussion

Avant l'instant t1, les jauges horizontales et la fibre optique montrent que les déformations tangentielles sont concentrées du côté de la poussée tandis que les événements acoustiques importants sont concentrés dans la zone où la roche a été cassée et plus précisément dans la roche au-dessous du contact indiquant que des endommagements ont eu lieu. Après cet instant, aucun nouvel évènement acoustique n'est localisé dans cette zone. Il est observé par la fibre optique que le béton au-dessus de cette zone de roche cassée n'est pas sollicité avant l'instant t3. Il semble qu'à l'instant t1, une rupture s'est initiée dans la zone de la roche trouvée cassée du côté opposé à la poussée.

Après t1, le côté des jauges est de plus en plus sollicité et des événements acoustiques apparaissent sur ce côté en se concentrant autour du contact étudié. Une concentration des évènements acoustiques est de plus observée autour de la jauge H15 la plus sollicitée. A l'instant t2, l'instant du pic de contrainte, une relaxation des déformations mesurées par la fibre optique est observée au niveau des couples de jauges (H4, H14) et (H5, H15) accompagnée d'une augmentation importante des déformations des jauges H1, H2 et H3 et dans la zone de béton à proximité selon la mesure de fibre optique. En face des jauges sur le béton H1 à H3, les jauges H11 à H13 sur le granite montrent une diminution importante des déformations qui tendent vers 0 µdef. Après l'instant t2, l'effort dans le vérin ET2 (côté jauges) diminue tandis que le vérin ET1 reste seul à solliciter l'interface. Toutes ces observations montrent qu'à l'instant t2, une rupture du contact est survenu sur ce côté. Cette rupture s'est initialisée du côté opposée à la poussée et s'est propagée vers le côté de la poussée.

Entre les deux instant t2 et t3, il n'y a pas d'évènement acoustique généré. Ce phénomène correspond à l'effet Kaiser (Grosse et Ohtsu 2008) : quand un objet est déchargé, il ne génère pas d' émissions acoustiques.

La rupture totale de l'interface est survenue à l'instant t3 où une relaxation des déformations est observée sur toute l'interface avec l'ouverture de la fissure dans le béton observée sur le béton au contact après l'essai. La jauge H15 est cassée indiquant la génération d'une fissure dans le granite.

Le seul événement marqué à l'instant t4 est la relaxation de la compression générée après la rupture totale du contact dans la zone de roche cassée. Deux phénomènes peuvent justifier cette observation, soit le contact dans cette zone était encore lié et il subit une décohésion à cet instant,

soit la demi-éprouvette supérieure était coincée par la portion de roche cassée et a été libérée à cet instant.

4.4.4 Essai sur l'éprouvette I9

La topographie de la surface rocheuse du contact béton-roche est présentée sur la Figure 4-47. La flèche noire désigne la direction de cisaillement de la partie béton de l'éprouvette. La position des deux vérins tangentiels ET1 et ET2 est indiquée sur la figure.

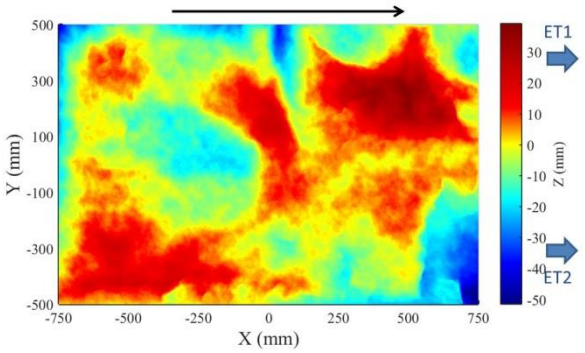


Figure 4-47 Topographie de la surface rocheuse du contact de l'éprouvette I9

La Figure 4-48 montre l'évolution des courbes de contraintes en fonction du déplacement tangentiel au cours de l'essai. La contrainte tangentielle (courbe rouge) augmente jusqu'à un pic de contrainte à 1,45MPa puis elle subit une chute brusque indiquant une rupture fragile. A cet instant, un bruit a été entendu durant l'essai accompagné par une chute brusque de la demi-boîte supérieure sur la demi-boîte inférieure. Ensuite la contrainte tangentielle augmente de nouveau jusqu'à atteindre un nouveau petit pic de contrainte suivi d'une phase stable puis d'une petite chute brusque. Cette chute est survenue lors de la mise en pause de l'essai afin d'augmenter la vitesse de cisaillement imposée de 0,1mm/min à 0,2mm/min. La contrainte tangentielle se stabilise après cette chute montrant un comportement résiduel sous une contrainte de 0,2MPa.

La courbe bleue montre que la contrainte normale appliquée reste constante et égale à 0,2MPa durant toute la période de l'essai. A l'inverse des deux essais présentés ci-avant, cette courbe ne présente pas de perturbation au moment de la chute de contrainte tangentielle.

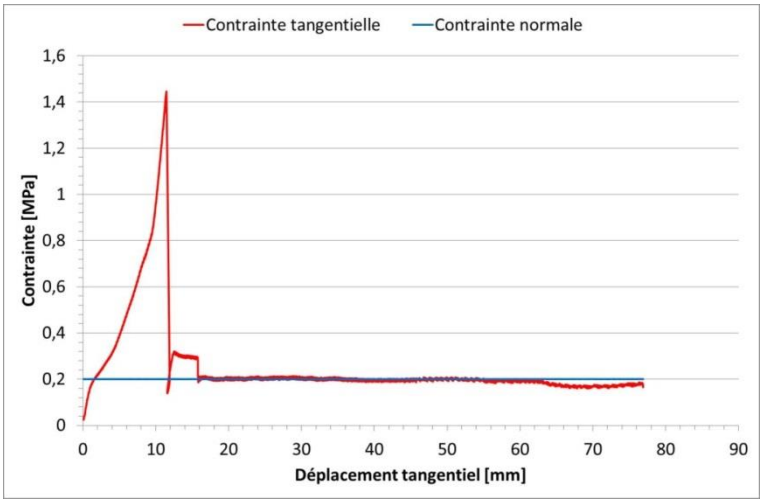


Figure 4-48 Evolution des contraintes tangentielle et normale en fonction du déplacement tangentiel pour l'éprouvette I9

Par ailleurs, la Figure 4-49 montre la contribution des deux vérins horizontaux à la contrainte tangentielle appliquée à l'interface. Les courbes montrent que dès le début du chargement tangentiel, le vérin ET2 est plus mobilisé que le vérin ET1. Un instant t1 est marqué à la 95e minute où la courbe bleue du vérin ET1 présente une augmentation significative de la pente indiquant une sollicitation plus importante. Un autre instant t2 est marqué correspondant au pic de contrainte tangentielle. L'instant t3 correspond à la petite chute de contrainte intervenue lors du changement de vitesse de cisaillement.

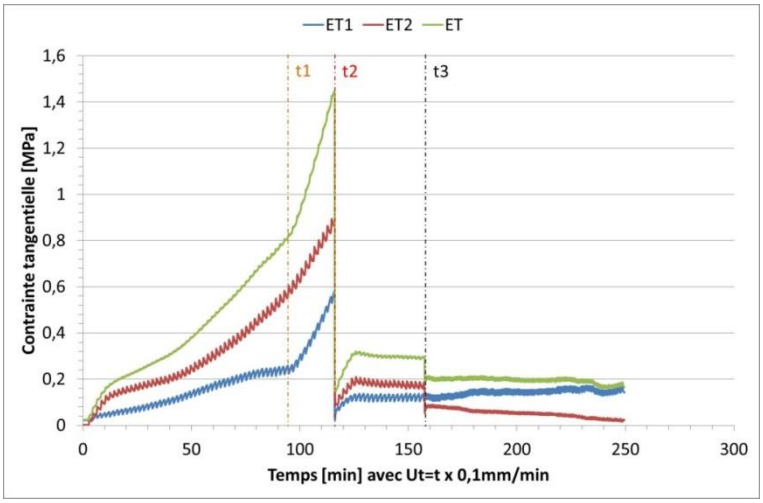


Figure 4-49 Evolution des contributions en contraintes tangentielles des deux vérins durant l'essai sur l'éprouvette I9

La Figure 4-50 montre l'état des surfaces de béton et de granite du contact après l'essai. Sur la figure, les flèches rouges indiquent la direction de cisaillement de la partie béton de l'éprouvette. On constate que la surface de rupture finale est principalement située au contact entre le béton et la roche. On note cependant une rupture dans le béton du côté de la poussée sur une bande de largeur 600mm. Une fissure dans le béton est de plus repérée du côté de la poussée (ligne bleue, Figure 4-50-a).



Figure 4-50 Etat des surfaces (a) du béton et (b) du granite du contact de l'éprouvette I9 après rupture

A) Mesures des jauges de déformation

Après 50 min du début de l'essai, les mesures des jauges de déformation ont été interrompues une heure suite à un problème sur le système d'acquisition. Les mesures ont été rétablies quelques

minutes avant l'instant t2 de l'essai. Une incertitude sur l'offset ne permet pas de se baser sur ces mesures pour analyser cet essai sur l'éprouvette I9.

B) Mesures des émissions acoustiques

La Figure 4-51 montre l'évolution des densités des événements acoustiques localisés sur les deux faces latérales de l'éprouvette I9. On constate que sur la face côté ET2, dès le début de l'essai, les événements acoustiques sont localisés sur cette face et ils sont plus denses après 78min (4700s). Sur l'autre face, côté du vérin ET1, les événements acoustiques ne sont générés qu'après l'instant t1. Après l'instant t1, la densité des évènements localisés sur la face du côté ET1 est plus importante que celle de l'autre face.

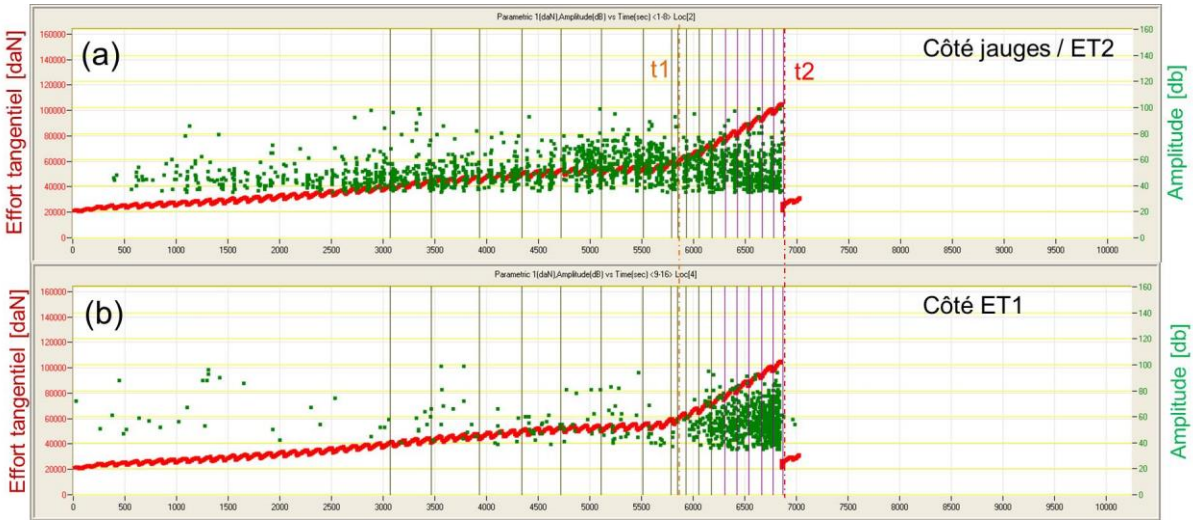
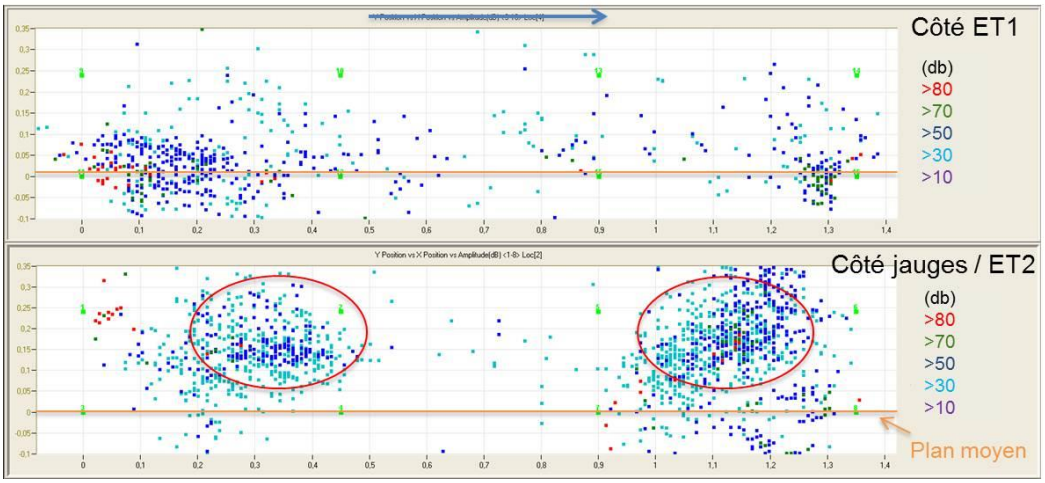


Figure 4-51 Evolution de la densité des évènements acoustiques localisés sur les deux faces latérales (a) côté ET2 et (b) côté ET1 sur l'éprouvette I9 et de l'effort tangentiel (vérin ET1) au cours du temps

Les Figure 4-52-a et b montrent la localisation des évènements acoustiques cumulés survenus sur les deux faces latérales de l'éprouvette. Les cercles rouges sur les deux figures englobent les événements localisés au niveau des deux vis de serrage de la demi-boîte supérieure qui paraissent très sollicités du côté du vérin ET2 (côté des jauges). Jusqu'à l'instant t1 (Figure 4-52-a), les évènements acoustiques se sont localisés autour du contact du côté de la poussée du côté ET1 et côte opposé à la poussée côté ET2. La Figure 4-52-b montre que les évènements énergétiques entre les deux instant t1 et t2 sont localisés autour du contact béton-roche du côté d'ET1 alors que de plus en plus, d'évènements sont localisés autour des deux vis de serrage du côté d'ET2.



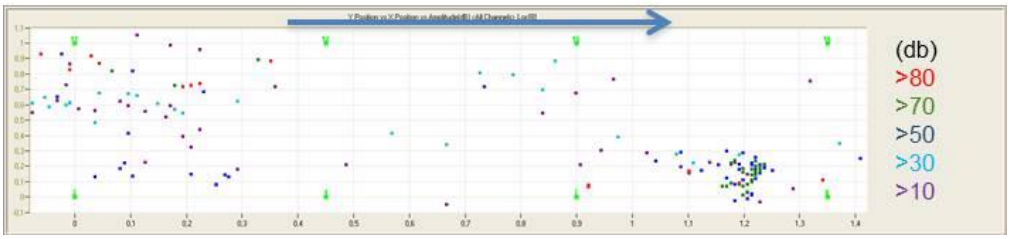
(a) instant t1, $\tau = 0,8\text{MPa}$



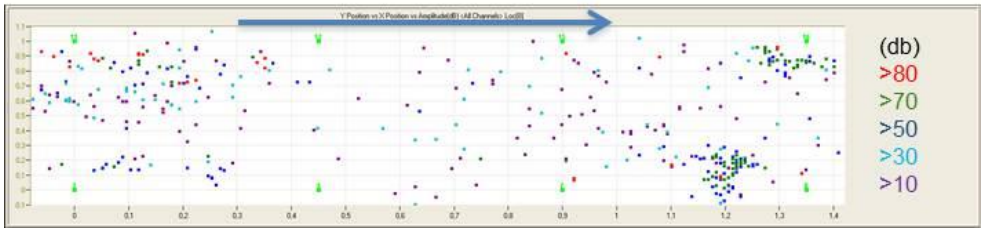
(b) instant t2, $\tau = 1,45\text{MPa}$

Figure 4-52 Localisation 2D des événements acoustiques cumulés à deux instants sur les deux faces latérales de l'éprouvette I9

La Figure 4-53 présente la localisation des évènements acoustiques cumulés en 2D dans un plan parallèle au plan moyen de la surface rocheuse. On remarque que, jusqu'à l'instant t1 (Figure 4-53-a), les évènements acoustiques se sont concentrés dans une zone du côté opposé à la poussée côté ET2 (côté jauges). Entre t1 et t2, la Figure 4-53-b montre que des événements importants apparaissent de plus en plus sur le côté de poussée et sur le côté opposé à la poussée du côté d'ET1. Les événements sont localisés plus ou moins sur toute l'interface.



(a) instant t1, $\tau = 0,8\text{MPa}$

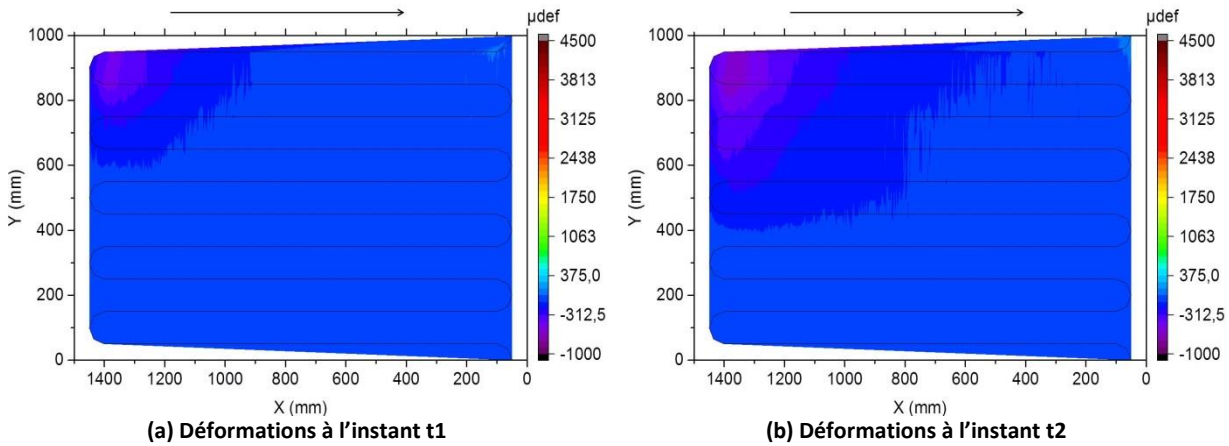


(b) instant t2, $\tau = 1,45\mathrm{MPa}$

Figure 4-53 Localisation en 2D parallèlement au contact béton-roche des évènements acoustiques cumulés à différents instants de l'essai sur I9

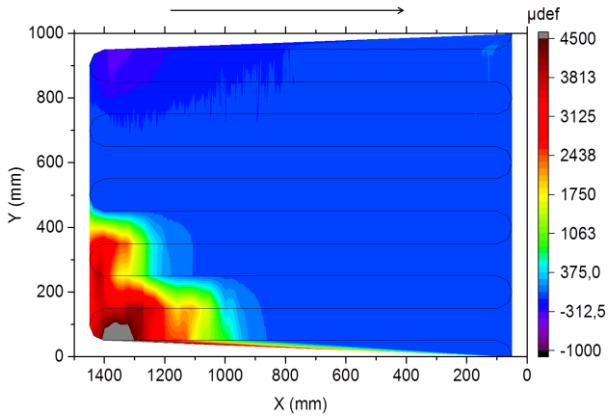
C) Mesures de fibre optique

Les Figure 4-54-a à c montrent quelques résultats en 2D de la distribution des déformations dans le béton proche de l'interface à différents instants de l'essai de cisaillement. La Figure 4-54-a montre que la zone du côté de la poussée côté vérin ET1 est la plus sollicitée en compression. Jusqu'à l'instant t2, selon la Figure 4-54-b, la zone comprimée s'élargit avec une augmentation des valeurs mesurées. Après l'instant t2, une relaxation des déformations est observée indiquant une rupture du contact avec l'ouverture d'une fissure du côté de la poussée. Cette fissure a été relevée lors de l'examen de l'éprouvette après essai.



(a) Déformations à l'instant t1

(b) Déformations à l'instant t2



(c) Déformations à un instant juste après t2

Figure 4-54 Distribution en 2D des déformations dans le béton proche de l'interface à différents instants de l'essai sur I9

D) Discussion

Trois instants marquent le cisaillement de l'interface béton-roche de l'éprouvette I9.

Jusqu'à l'instant t1, les événements acoustiques ont été localisés sur le côté opposé à la poussée du côté d'ET2. Après cet instant, de nouveaux éléments n'apparaissent pas dans cette zone. De plus le vérin de l'autre côté (ET1) commence à travailler plus pour maintenir le déplacement imposé. Il semble qu'à l'instant t1, un endommagement de l'interface s'est initialisé sur le côté opposé à la poussée du côté d'ET2. Après déchargement de l'éprouvette, il n'a pas été observé d'endommagement dans les matériaux béton ou roche à cet endroit. Par conséquent, une décohésion de cette zone a certainement été générée à cet instant.

A l'instant t2, l'émission acoustique montre que l'interface a été sollicitée entièrement et particulièrement sur le côté d'ET1 ce qui justifie l'augmentation de la sollicitation de ce vérin. La relaxation des déformations dans la fibre optique après cet instant indique la rupture de l'interface et donc la perte totale de l'adhésion du contact.

Pour cet essai, la sollicitation plus forte du vérin ET2 et la concentration des déformations du côté de la poussée côté ET1 soulèvent cependant une question sur le chargement de l'éprouvette et sur une possible torsion de l'interface lors du cisaillement.

4.4.5 Essai sur l'éprouvette I1

La topographie de la surface rocheuse du contact béton-roche est présentée sur la Figure 4-55. La flèche noire désigne la direction de cisaillement de la partie béton de l'éprouvette. La surface présente une forme assez concave au milieu. Un creux se présente du côté opposé à la poussée du côté du vérin ET1. La position des deux vérins tangentiels ET1 et ET2 est indiquée sur la figure.

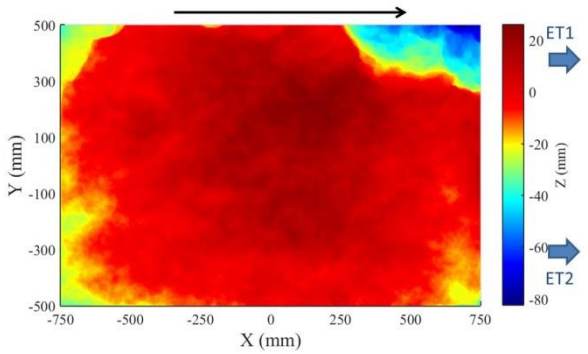


Figure 4-55 Topographie de la surface rocheuse du contact de l'éprouvette I1

4.4.5.1 Premier essai sous $\sigma_n = 1MPa$

L'éprouvette I1 a premièrement été testée sous contrainte normale de 1MPa. La Figure 4-56 montre la contribution des deux vérins à la contrainte tangentielle appliquée à l'interface. Après 70min du début de l'essai c'est-à-dire 7mm du déplacement tangentiel pour les vérins, le capteur de force rattaché au vérin ET1 a atteint sa capacité maximale de 200 tonnes en effort tangentiel soit 1,33MPa (courbe bleue). Par conséquent, l'essai a été arrêté sans avoir pu casser l'interface béton-roche étudiée. Comme le montre la courbe verte, la contrainte tangentielle totale appliquée était de 2,15MPa. Sur la figure, un instant t1 (30min) est marqué lié à l'instant où le vérin ET1 commence à travailler plus qu'ET2.

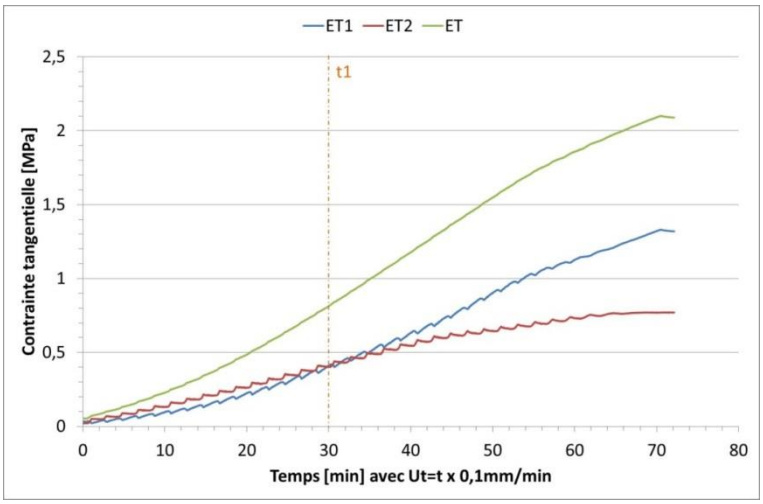


Figure 4-56 Evolution des contributions en contraintes tangentielles des deux vérins durant l'essai sur l'éprouvette I1

A) Mesures des jauges de déformation

La Figure 4-57 montre l'évolution des déformations mesurées par les couples de jauges horizontales collées de part et d'autre du contact béton-roche. A l'exception de H1 qui est en traction, toutes les jauges se comportent en compression jusqu'à l'arrêt de l'essai.

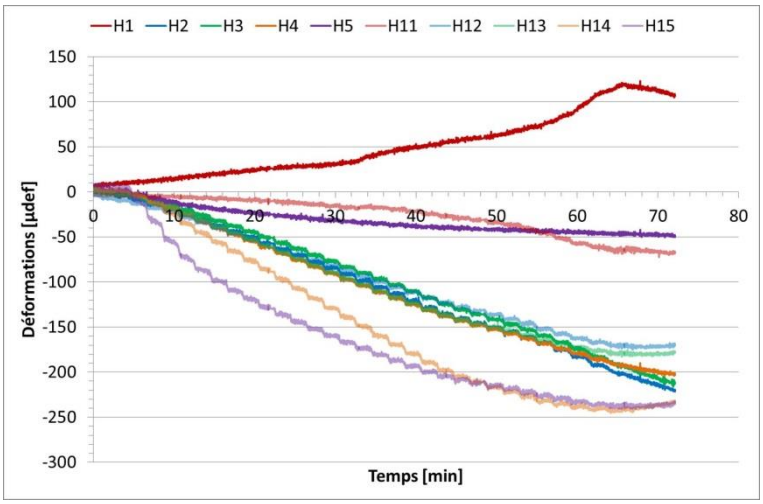


Figure 4-57 Evolution des déformations selon les jauges H1 à H5 et H11 à H15 durant l'essai sur I1 sous 1MPa

B) Mesures des émissions acoustiques

Aucun instant remarquable n'a été détecté par les mesures des émissions acoustiques. A la fin de l'essai, la localisation en 2D dans un plan parallèle au contact des événements acoustiques cumulés (Figure 4-58) montre que des événements acoustiques sont localisés sur toute l'interface et ils sont un peu plus concentrés du côté du vérin ET2 (côté des jauges). De plus, la localisation sur les deux faces latérales des événements acoustiques cumulés durant tout l'essai (Figure 4-59), montre que les évènements acoustiques sont localisés autour du contact étudié et surtout du côté du vérin ET2 côté poussée (sur les 2/3 de l'interface). Les deux vis de serrage du côté d'ET1 sont également sollicitées comme le montre la Figure 4-59.

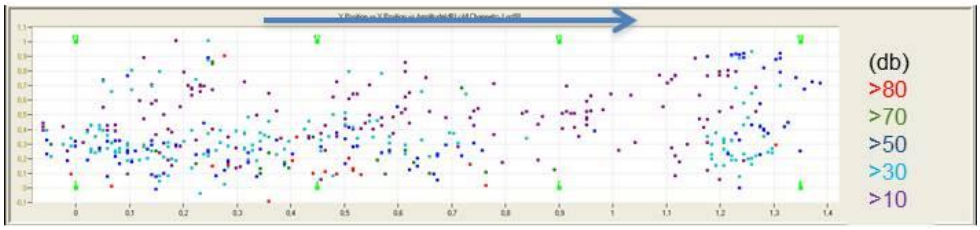


Figure 4-58 Localisation en 2D parallèlement au contact béton-roche des évènements acoustiques cumulés à la fin de l'essai sur I9 sous 1MPa

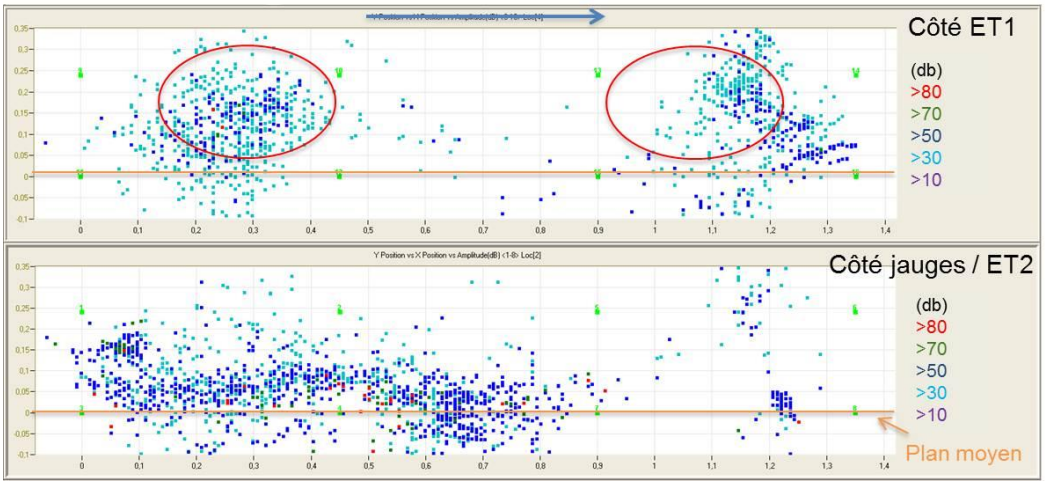


Figure 4-59 Localisation 2D des événements acoustiques cumulés durant l'essai sur les deux faces latérales de l'éprouvette I1 sous 1MPa

C) Mesures de fibre optique

La Figure 4-60-a montre la distribution des déformations le long de la fibre optique à l'instant de l'arrêt de l'essai. Elle montre que toute l'interface est comprimée mais est plus sollicitée du côté de la poussée où les déformations atteignent la limite de déformation élastique (1100µdef) dans la zone en violet. La Figure 4-60-b montre qu'après le déchargement des efforts tangentiel et normal appliqués sur l'interface, des déformations résiduelles apparaissent dans la zone indiquée ci-avant indiquant la plastification de cette zone.

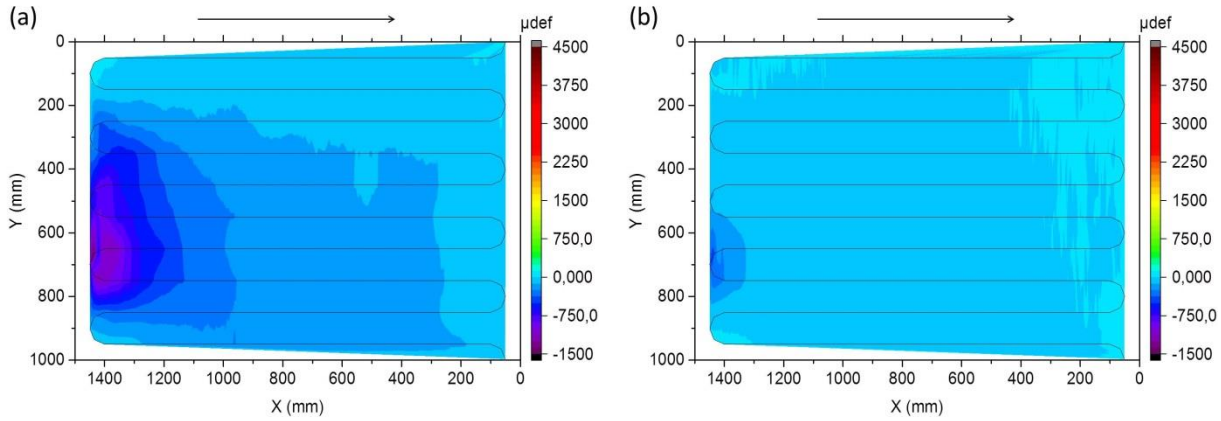


Figure 4-60 Distribution en 2D des déformations dans le béton proche de l'interface (a) à la fin de l'essai et (b) après déchargements des efforts

D) Discussion

La boîte de cisaillement n'avait pas suffisamment de capacité pour cisailler l'interface béton-roche de l'éprouvette I1 sous 1MPa en contrainte normale. En fait, du fait de la dissymétrie des comportements des deux vérins horizontaux, un des deux capteurs de force tangentiel a atteint sa capacité maximale. L'interface a ainsi montré avoir une résistance de pic plus grande que 2,15MPa sous une contrainte normale de 1MPa.

Même si le contact n'a pas été cassé, l'émission acoustique montre que l'interface a été sollicitée durant l'essai avec une possibilité d'endommagement sur les 2/3 de l'interface du côté des jauges de déformation où des évènements acoustiques ont été localisés. La fibre optique montre, de plus, qu'une zone du côté de la poussée a été plastifiée et que toute l'interface a été en compression.

4.4.5.2 Second essai sous $\sigma_n = 0,6MPa$

La même éprouvette, après déchargement et ré-initiation des mesures, a été chargée avec une contrainte normale de 0,6MPa.

La Figure 4-61 montre les courbes des contraintes normale et tangentielle. La courbe rouge montre que la contrainte tangentielle augmente linéairement et rapidement jusqu'à un pic de contrainte à 1,55MPa puis subit une chute brusque indiquant une rupture fragile. Par la suite, la contrainte tangentielle augmente de nouveau jusqu'à atteindre un nouveau petit pic de contrainte suivi d'une phase décroissante avant de se stabiliser selon un comportement résiduel. La résistance résiduelle est de 0,4MPa. Notons qu'il n'y a pas d'instant remarquable à noter avant la chute brusque de contrainte.

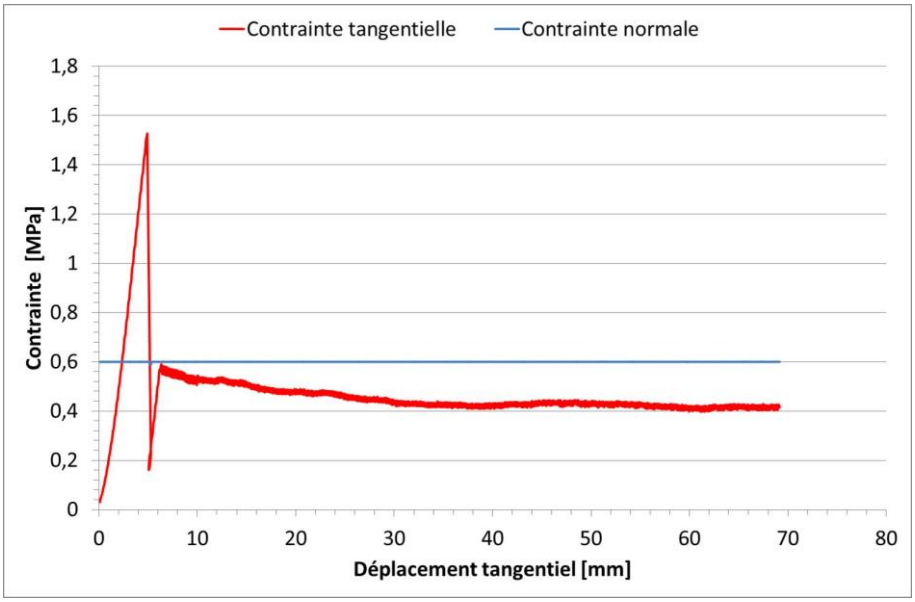


Figure 4-61 Evolution des contraintes tangentielle et normale en fonction du déplacement tangentiel pour l'éprouvette I1 sous 0,6MPa

La Figure 4-62 montre l'état des surfaces de béton et de granite du contact après l'essai. Sur la figure, les flèches rouges indiquent la direction de cisaillement de la partie béton de l'éprouvette. On constate que la surface de rupture finale est principalement située au contact entre le béton et la roche. On note cependant une rupture dans le béton du côté de la poussée sur une bande de largeur

400mm. Une fissure dans le béton a de plus été repérée du côté de la poussée (ligne bleue, Figure 4-62-a).

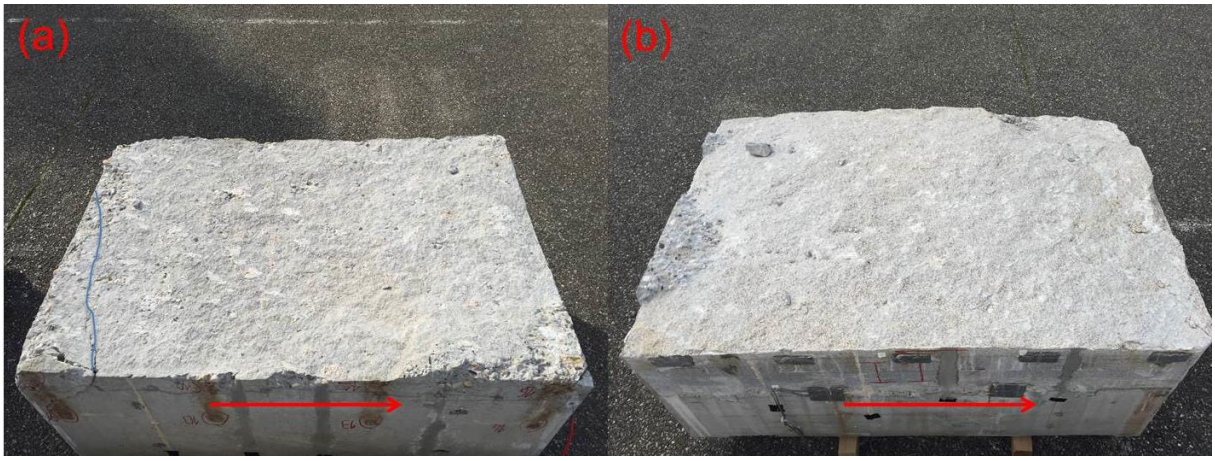


Figure 4-62 Etat des surfaces (a) du béton et (b) du granite du contact de l'éprouvette I1 après rupture

A) Mesures des jauges de déformation

La Figure 4-63 montre l'évolution des déformations mesurées par les couples de jauges horizontales collées de part et d'autre du contact béton-roche. Avant la rupture, les jauges montrent les mêmes comportements que sous 1MPa en contrainte normale: H1 est en traction tandis les autres sont en compression. Une relaxation des déformations est observée au moment de la rupture. La jauge H1 est cassée après la rupture pendant la phase résiduelle indiquant l'ouverture d'une fissure.

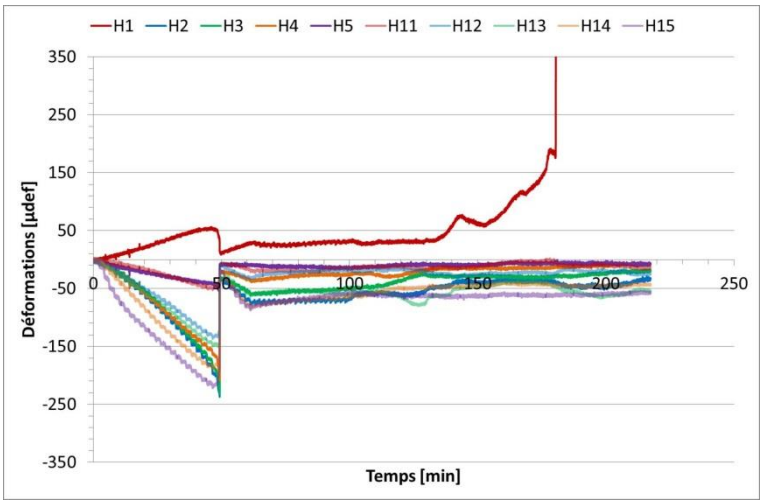
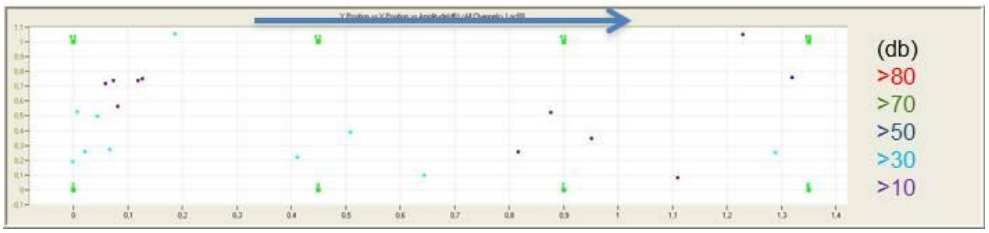


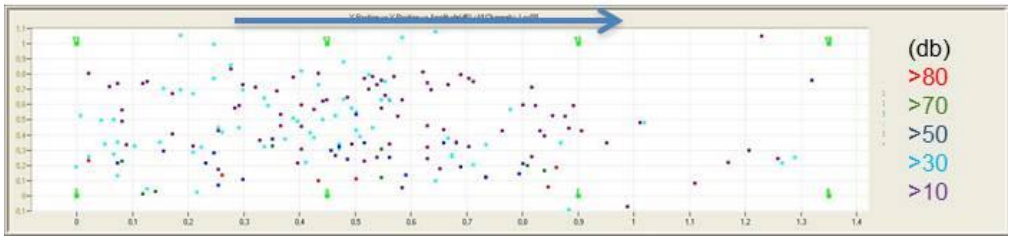
Figure 4-63 Evolution des déformations selon les jauges H1 à H5 et H11 à H15 durant l'essai sur I1 sous 0,6MPa

B) Mesures des émissions acoustiques

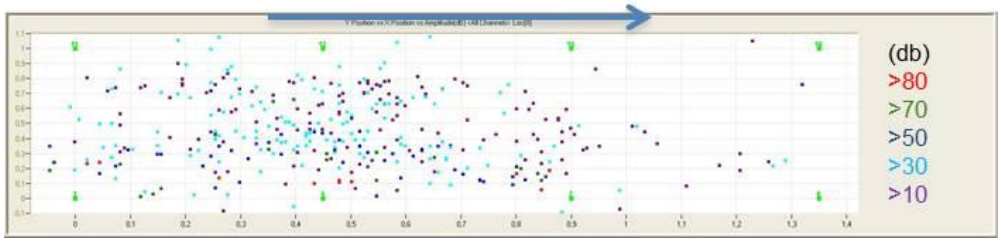
La localisation en 2D dans un plan parallèle au contact des événements acoustiques cumulés montre qu'avant d'atteindre la contrainte tangentielle de 1,1MPa à l'interface, il n'y a pas d'événements acoustiques générés sur l'interface (Figure 4-64-a). Jusqu'à une contrainte tangentielle de 1,3MPa, quelques évènements acoustiques sont localisés sur les 2/3 de l'interface du côté de la poussée (Figure 4-64-b). Juste avant la rupture, la Figure 4-64-c montre que les événements acoustiques sont concentrés sur les 2/3 de la surface de l'interface du côté de la poussée.



(a) $\tau = 1,1\mathrm{MPa}$



(b) $\tau = 1,3\mathrm{MPa}$



(c) $\tau = 1,55\mathrm{MPa}$, rupture

Figure 4-64 Localisation en 2D parallèlement au contact béton-roche des évènements acoustiques cumulés à différentes contraintes tangentielle de l'essai sur I1 sous 0,6MPa

C) Mesures de fibre optique

La Figure 4-65-a montre la distribution des déformations le long de la fibre optique avant la rupture. Comme avant l'arrêt de l'essai sous 1MPa, toute l'interface est comprimée et est plus sollicitée du côté de la poussée côté jauges. La Figure 4-65-b montre la relaxation des déformations après la rupture. Des pics en traction apparaissent indiquant l'ouverture de la fissure dans le béton repérée sur la Figure 4-62-a.

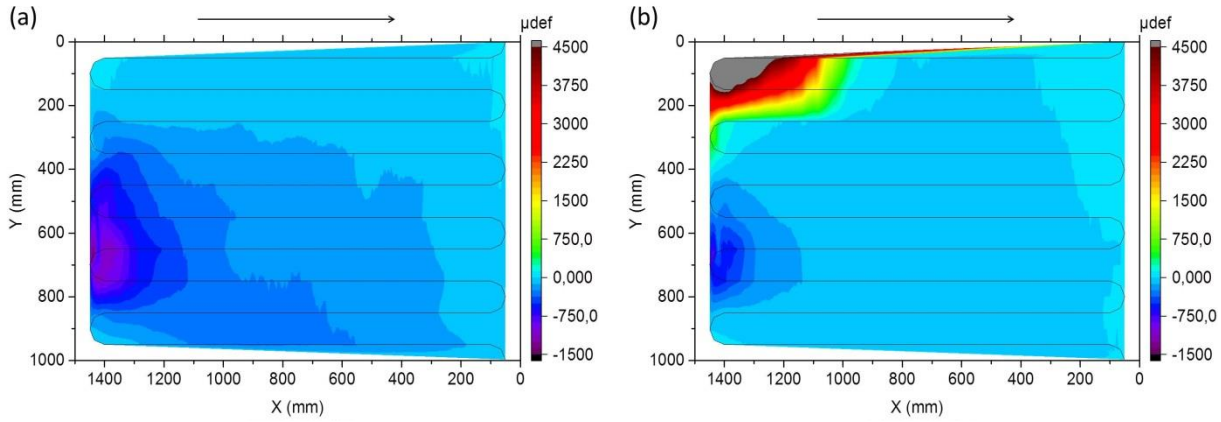


Figure 4-65 Distribution en 2D des déformations dans le béton proche de l'interface à (a) l'instant de la rupture et (b) après la rupture de l'éprouvette I1

D) Discussion

Des émissions acoustiques ont été générées dès 1,1MPa c'est-à-dire avant d'atteindre la charge maximale du chargement précédent (2,15MPa, §4.4.5.1) ce qui est contradictoire avec l'effet Kaiser (Ettouney et Alampalli, 2011). Ce dernier postule que, quand un matériau est chargé puis déchargé, il ne génère pas d'émission acoustique avant d'atteindre la charge maximale déjà subie. Grosset et Ohtsu (2008) ont indiqué que l'effet Kaiser est pertinent dans le cas d'un matériau intact et stable. Dans le cas où des émissions acoustiques sont générées même si la charge maximale n'a pas été atteinte, on parle d'effet Felicity. Ce phénomène est dû à la propagation instable d'endommagements initiés lors du chargement précédent. Au vu de nos résultats sur les émissions acoustiques, il semble que sur 2/3 de la surface du côté de la poussée du contact béton-roche, la zone ait été suffisamment endommagée durant le premier essai sous une contrainte normale de 1MPa pour présenter un comportement instable lors du deuxième chargement. Cette situation a pu être favorisée par la structure hétérogène de l'interface. Par conséquent, après 1,1MPa en contrainte tangentielle, l'interface béton-roche commence de nouveau à s'endommager et finit de se casser sous une contrainte tangentielle de 1,55MPa.

Les résultats des émissions acoustiques et de la fibre optique durant le premier chargement tangentiel sous une contrainte normale de 1MPa ont montré que les 2/3 de l'interface ont déjà été sollicités du côté de la poussée. Les résultats obtenus lors du second chargement sous une contrainte normale de 0,6MPa ont prouvé que l'interface avait été endommagée lors du premier essai. Par conséquent il est logique que la résistance au pic obtenue soit faible devant les résultats obtenus sur les deux éprouvettes I7 et I2 testées sous 0,6MPa en contrainte normale.

4.4.6 Essai sur l'éprouvette I8

L'éprouvette I8 a été la dernière éprouvette testée. La topographie de la surface rocheuse du contact béton-roche est présentée sur la Figure 4-66 . La flèche noire désigne la direction de cisaillement de la partie béton de l'éprouvette. La position des deux vérins tangentiels ET1 et ET2 est indiquée sur la figure.

Notons que la description géologique des blocs de granite (couleur de grain, altération de surface ...) a montré que le bloc de granite de l'échantillon I8 est de moins bonne qualité que les autres. Ce bloc rocheux présente une couleur plus claire avec un début d'altération en surface (Figure 4-67). Selon le critère d'altération utilisé par EDF pour la qualification des fondations de barrage (§2.3.1.2), la surface rocheuse naturelle de ce bloc est de classe G1 tandis que les autres sont de classes G2 ou G3.

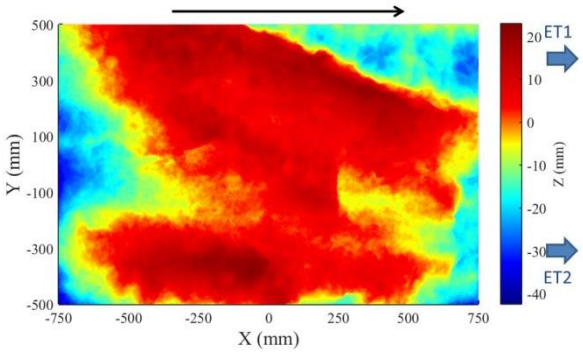


Figure 4-66 Topographie de la surface rocheuse du contact de l'éprouvette I8



Figure 4-67 Surface rocheuse de l'éprouvette I8

Sur la Figure 4-68, la courbe rouge montre que la contrainte tangentielle augmente linéairement rapidement jusqu'à un pic à 1,48MPa. Après ce pic, la contrainte subit une chute brusque indiquant une rupture fragile. Ensuite la contrainte tangentielle augmente de nouveau jusqu'à atteindre un nouveau petit pic de contrainte suivi d'une phase décroissante puis elle se stabilise montrant un comportement résiduel. La résistance résiduelle est de 0,28MPa. La courbe bleue montre que l'essai a bien été réalisé sous une contrainte normale constante de 0,4MPa.

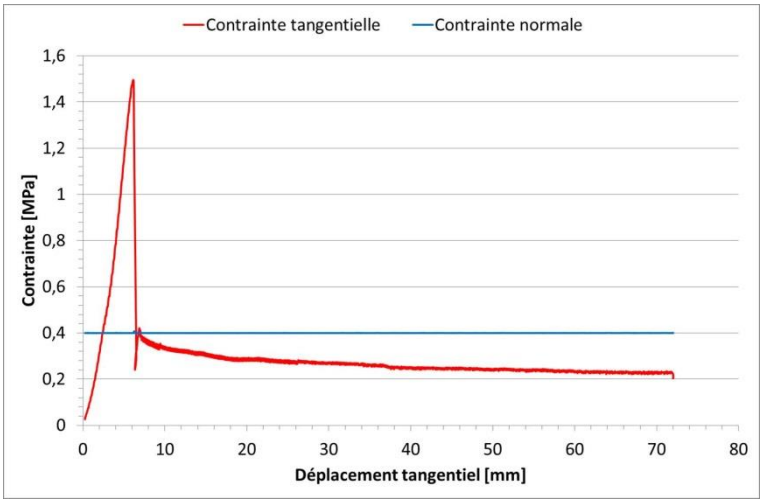


Figure 4-68 Evolution des contraintes tangentielle et normale en fonction du déplacement tangentiel pour l'éprouvette I8

La Figure 4-69 montre les contributions de deux vérins à la contrainte tangentielle appliquée à l'interface. Quatre instants différents, t1, t2, t3 et t4, peuvent être repérés. Alors que t4 (61min) correspond au pic de contrainte, t1 (18min après le début de l'essai) correspond à un instant de l'essai où le vérin ET1 commence à se mobiliser plus que le vérin ET2. L'instant t2 (38min) correspond à l'augmentation de la pente sur la courbe bleue de contribution du vérin ET1 indiquant une sollicitation plus importante de ce vérin pour maintenir le déplacement imposé. Un petit palier de contrainte peut être observé entre l'instant t3 (58min) et l'instant t4 de la rupture totale.

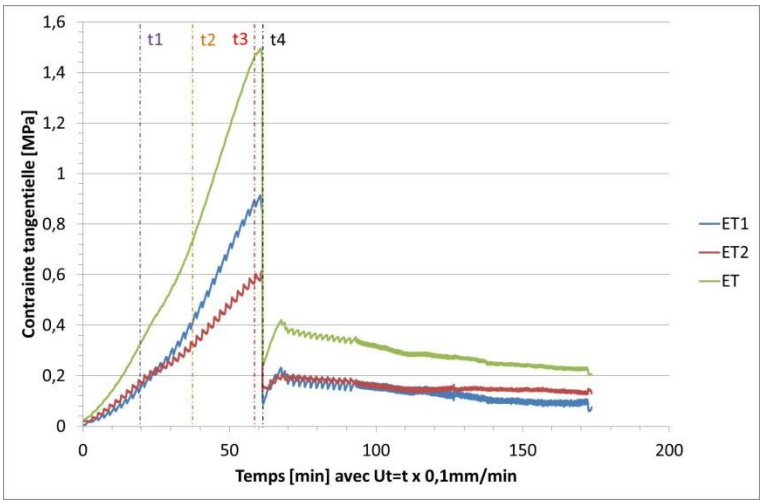


Figure 4-69 Evolution des contributions en contrainte tangentielle des deux vérins durant l'essai sur l'éprouvette I8

La Figure 4-70 montre l'état des surfaces de béton et de granite du contact après l'essai. Sur la figure, les flèches rouges indiquent la direction du cisaillement de la partie béton de l'éprouvette. On constate que la surface de rupture finale est principalement située au contact entre le béton et la roche. On note une rupture dans le béton du côté de la poussée (bande de béton restée collée le long de 800mm de roche une largeur sur une largeur de 50 à 150mm). De plus, la Figure 4-70-a montre qu'à peu près 70% de la surface du béton du contact est recouverte par des lentilles minces de granite indiquant une rupture locale surfacique du granite du contact. On détecte enfin la présence d'une fissure dans la roche du côté de la poussée parallèlement au contact et située 100mm au-dessous.



Figure 4-70 Etat des surfaces (a) du béton et (b) du granite du contact de l'éprouvette I8 après rupture

A) Mesures des jauges de déformation

Les Figure 4-71 et Figure 4-72 montrent l'évolution des déformations mesurées par les couples de jauges horizontales collées de part et d'autre du contact béton-roche. Un comportement décorrélé du couple de jauges (H1, H11) peut être noté : la jauge sur le béton H1 évolue en traction dès le début de l'essai avant de se casser à l'instant t3 indiquant l'ouverture d'une fissure tandis que la jauge sur le granite H11 ne se mobilise pas avant la rupture à l'instant t4.

Les courbes montrent que les autres couples de jauges commencent à se mobiliser en compression après l'instant t1. Après l'instant t2, la sollicitation augmente en compression de façon notable, en

particulier au niveau de la jauge H15. Entre les deux instant t3 et t4, on remarque que les 3 jauges sur le granite du côté opposé à la poussée, H13, H14 et H15, se mobilisent fortement en compression tandis que les déformations dans les trois jauges sur le béton en parallèle, H3, H4 et H5, commencent à diminuer. Puis à l'instant t4, la relaxation des déformations dans toutes les jauges indique une rupture totale du contact. Notons que la jauge H4 a été cassée après la rupture durant la phase résiduelle.

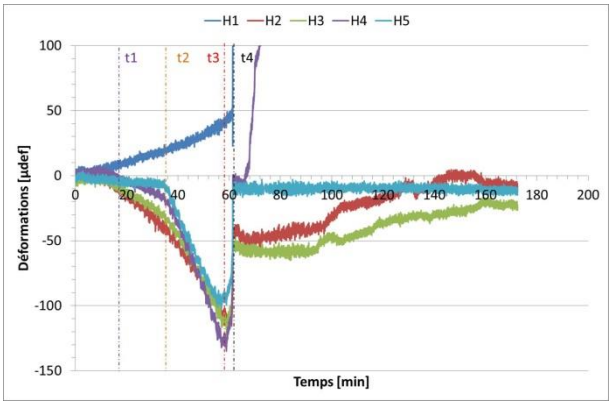


Figure 4-71 Evolution des déformations selon les jauges H1 à H5 durant l'essai sur I8

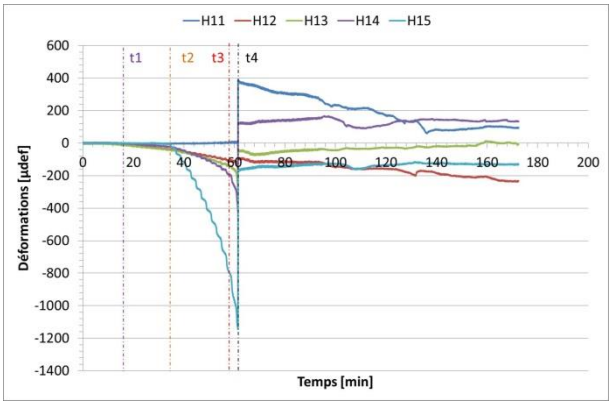
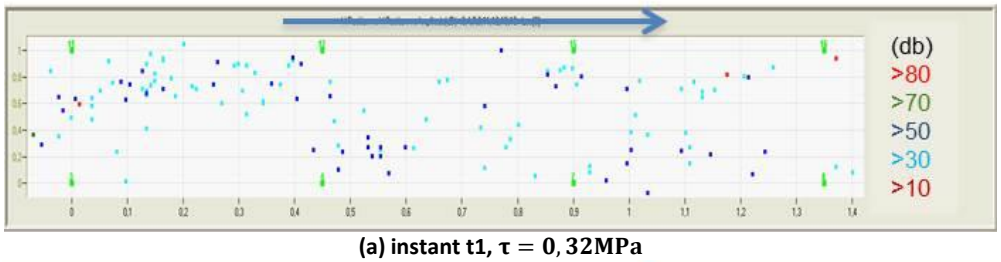


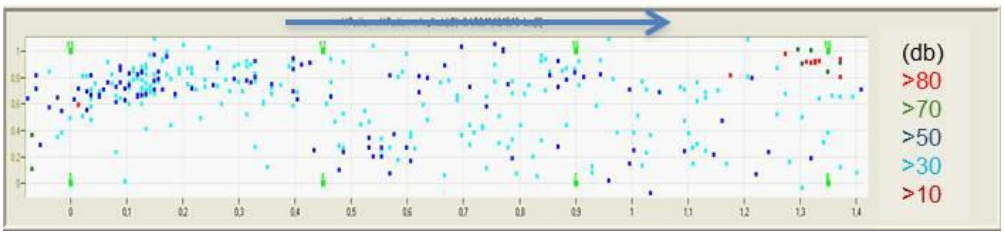
Figure 4-72 Evolution des déformations selon les jauges H1 à H5 durant l'essai sur I8

B) Mesures des émissions acoustiques

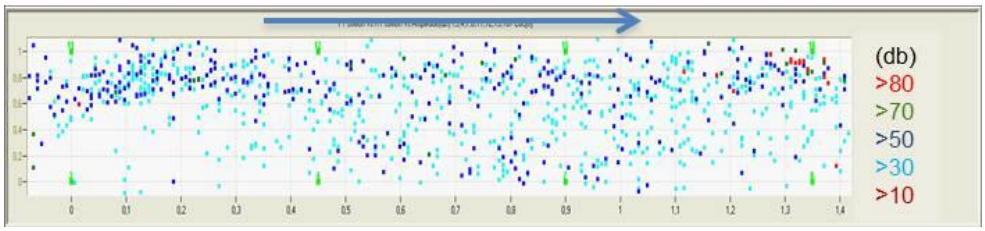
La localisation des événements acoustiques cumulés dans un plan parallèle au plan moyen du contact montre que jusqu'à l'instant t1 (Figure 4-73-a), il n'y a quasiment pas d'événements acoustiques énergétiques. Entre t1 et t2 (Figure 4-73-b), des évènements acoustiques apparaissent sur tout le plan avec des concentrations importantes sur les extrémités dans l'axe du vérin ET1. La Figure 4-73-c montre que le nombre des émissions acoustiques localisées dans le plan augmente de plus en plus. On remarque qu'il n'y a pas d'évènements acoustiques générés entre les deux instants t3 et t4 (Figure 4-73-d). Notons que dès le début de l'essai, selon ces quatre figures, il n'y a pas eu d'événement acoustique localisé à côté du couple de jauges (H1, H11). Les évènements acoustiques localisés sont globalement plus nombreux dans l'axe du vérin ET1.



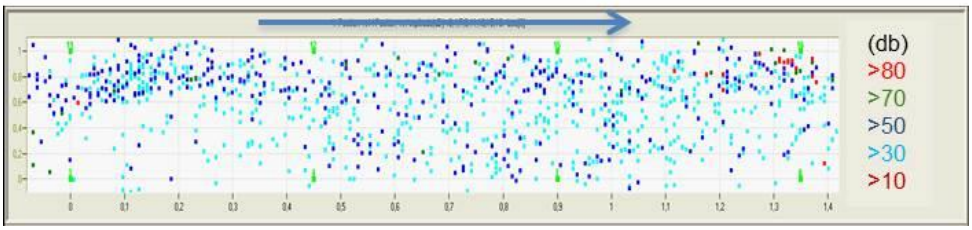
(a) instant t1, $\tau = 0,32\text{MPa}$



(b) instant t2, $\tau = 0,72\text{MPa}$



(c) instant t3, $\tau = 1,46\text{MPa}$

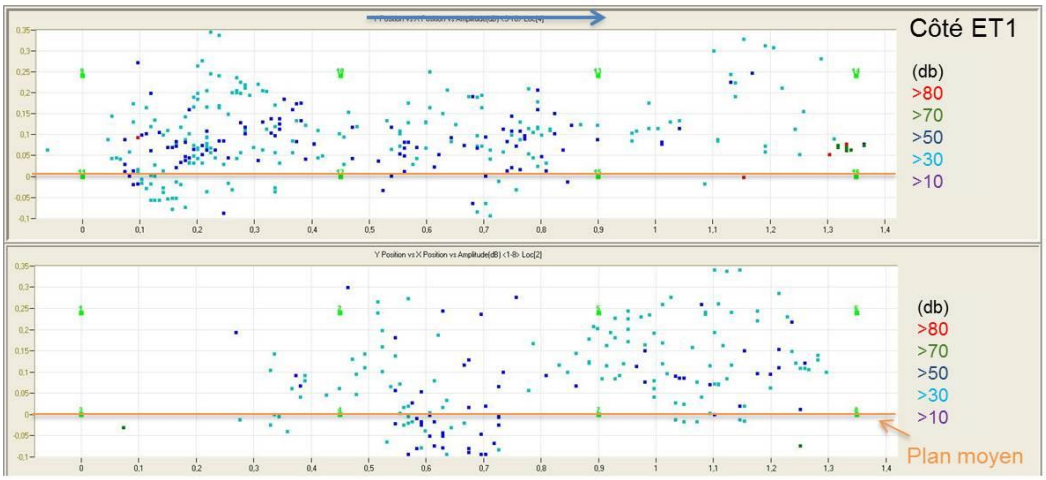


(d) instant t4, $\tau = 1,48\text{MPa}$

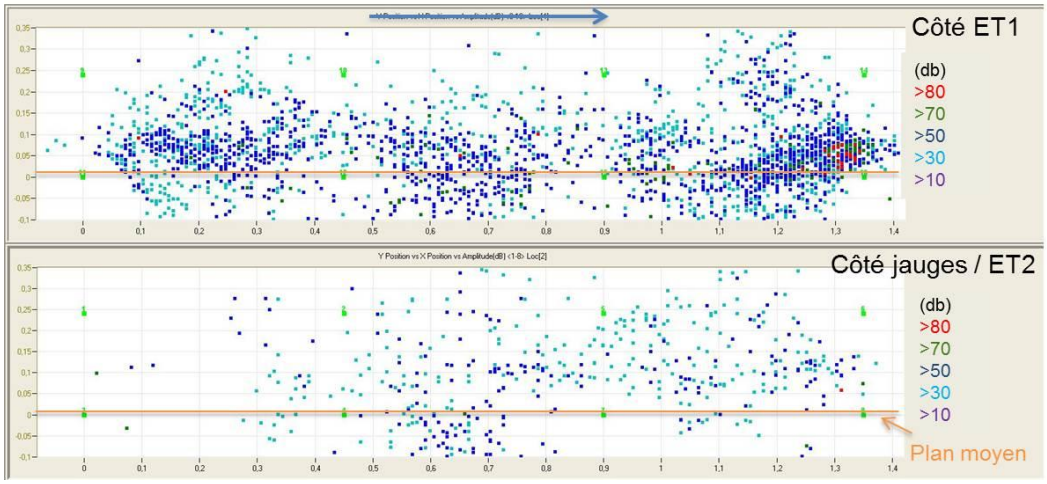
Figure 4-73 Localisation en 2D parallèlement au contact béton-roche des évènements acoustiques cumulés à différents instants de l'essai sur I8

La Figure 4-74-a montre la localisation des évènements acoustiques cumulés sur les deux faces latérales de l'éprouvette à l'instant t1. Quelques événements acoustiques sont localisés autour du contact sur les deux côtés. A l'instant t4 de la rupture, comme le montre la Figure 4-74-b, les évènements acoustiques localisés sont très nombreux autour du contact du côté du vérin ET1 avec quelques événements localisés sur l'autre côté. De la même manière que pour les observations dans le plan, il n'y a pas d'événements acoustiques à côté du couple de jauges (H1, H11).

A noter que des évènements sont localisés dès le début de l'essai du côté de la poussée dans l'axe du vérin ET1 100mm au-dessous du contact. Ces évènements sont donc localisés à proximité de la fissure repérée sur le bloc granite après l'essai.



(a) instant t1, $\tau = 0,32\text{MPa}$

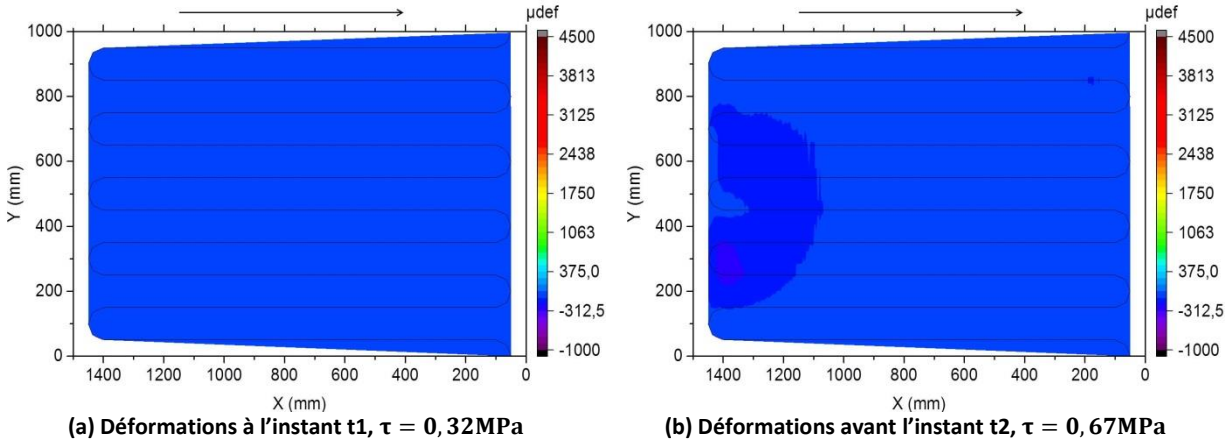


(b) instant t4, $\tau = 1,48\text{MPa}$

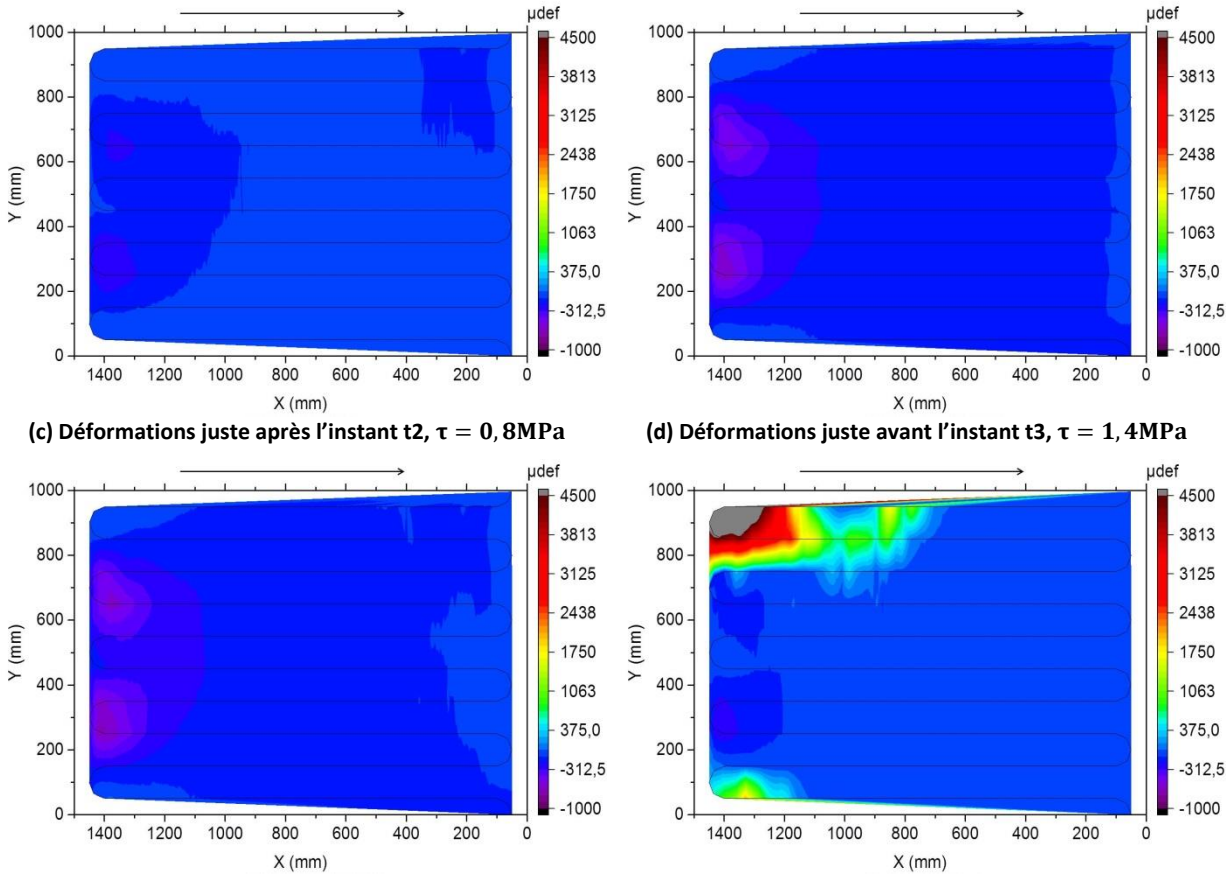
Figure 4-74 Localisation 2D des événements acoustiques cumulés à deux instants sur les deux faces latérales de l'éprouvette I8

C) Mesures de fibre optique

La distribution des déformations le long de la fibre optique montre qu'avant l'instant t1 (Figure 4-75-a), il n'y a quasiment pas de déformations. Après cet instant et avant l'instant t2 (Figure 4-75-b), les déformations sont concentrées dans le béton du côté de la poussée. Après l'instant t2, la Figure 4-75-c montre qu'une concentration des déformations apparaît du côté opposé à la poussée dans l'axe d'ET1 à l'endroit où des émissions acoustiques ont déjà été localisées (Figure 4-73-c). A cet endroit se trouve un creux sur la surface rocheuse. Après cet instant, les déformations dans la zone citée ci-avant n'évoluent plus et des déformations en compression apparaissent dans le béton sur toute l'interface comme le montre la Figure 4-75-d. Toute l'interface était comprimée avant l'instant t3. Les mesures entre les deux instants t3 et t4 montrent, après l'instant t3, la relaxation des déformations côté opposé à la poussée tandis que côté poussée, les déformations en compression évoluent encore (Figure 4-75-e). Après l'instant t4, la Figure 4-75-f montre une relaxation des déformations sur toute l'interface avec l'ouverture de fissures dans le béton du côté de la poussée.



(a) Déformations à l'instant t1, $\tau = 0,32\text{MPa}$ **(b) Déformations avant l'instant t2, $\tau = 0,67\text{MPa}$**



(c) Déformations juste après l'instant t2, $\tau = 0,8\mathrm{MPa}$ **(d) Déformations juste avant l'instant t3, $\tau = 1,4\mathrm{MPa}$**

(e) Déformations à l'instant t4, $\tau = 1,48\mathrm{MPa}$ **(f) Déformations après l'instant t4, $\tau = 0,24\mathrm{MPa}$**

Figure 4-75 Distribution en 2D des déformations dans le béton proche de l'interface à différents instants de l'essai sur I2 et les augmentations des déformations associées

D) Discussion

Une fissure est présente dans le bloc rocheux juste au-dessous du contact du côté de la poussée. Les jauges montrent que la jauge sur le granite H11 n'est pas sollicitée avant la rupture (instant t4) tandis que les autres jauges sur le granite sont toutes mobilisées après l'instant t1. De plus, des événements acoustiques sont localisés proche de la fissure dès le début de l'essai et la fibre optique n'a pas indiqué de déformations dans le béton jusqu'à l'instant t1. Eu égard à la qualité de la roche, il semble que l'ouverture d'une fissure préexistante de la roche a eu lieu avant l'instant t1. Après cette ouverture, la charge s'est répartie sur l'interface béton-roche testée.

A l'instant t2, les événements acoustiques se localisent dans la zone du creux rocheux dans l'axe d'ET1 du côté opposé à la poussée. Juste après cet instant, une mesure de la fibre optique montre une concentration des déformations dans cette zone et les émissions acoustiques se cumulent de plus en plus. Par la suite, les déformations de la fibre optique dans cette zone n'évoluent plus alors que les jauges du côté d'ET2 sont de plus en plus sollicitées. Par conséquent, à l'instant t2, il semble que des endommagements dans la zone du creux rocheux ont eu lieu.

Après l'instant t3, une relaxation des déformations mesurées par la fibre optique du côté opposé à la poussée est remarquée de même que les jauges situées de ce côté. Une ouverture de l'interface a dû s'initialiser à cet instant sur le côté opposé à la poussée. D'après l'état du contact post-rupture, il s'agit plutôt d'une rupture des altérations surfaciques du granite plutôt que d'une décohésion entre le béton et la roche. Cela pourrait justifier le petit palier remarqué sur la courbe de contrainte avant

la chute brusque de la contrainte tangentielle et la relaxation des déformations sur toute l'interface indiquant une rupture totale de l'interface béton-roche.

4.4.7 Analyse des résultats

Les résultats de la résistance au pic ainsi que de la résistance résiduelle sont représentés en fonction de la contrainte normale appliquée afin d'établir les critères linéaires de rupture de Coulomb correspondants (Figure 4-76). Les résistances au cisaillement de pic et résiduelles sont effectivement croissantes avec la contrainte normale appliquée. Le résultat au pic de l'essai sur l'éprouvette I1 est exclu de cette analyse dans la mesure où nous avons montré que le premier chargement a endommagé l'interface ainsi que le résultat au pic de l'essai sur l'éprouvette I8 puisqu'elle présente une surface rocheuse altérée. Selon le critère de Coulomb, la résistance de pic de l'interface béton-roche est alors décrite, à grande échelle et pour cette gamme de contrainte normale, par une cohésion de 1,17MPa avec un angle de frottement de 54°. Le coefficient de corrélation est de 0,716. La résistance résiduelle peut se décrire avec un angle de frottement de 44°. Le coefficient de corrélation est alors de 0,8533. Notons que si le résultat de l'essai sur l'éprouvette I8 est ajouté, le critère de Coulomb ne change pas significativement : la résistance de pic est décrite par une cohésion de 1,06MPa et un angle de frottement de 56°. Mais on obtient un coefficient de corrélation moins élevé (R^2=0,6628).

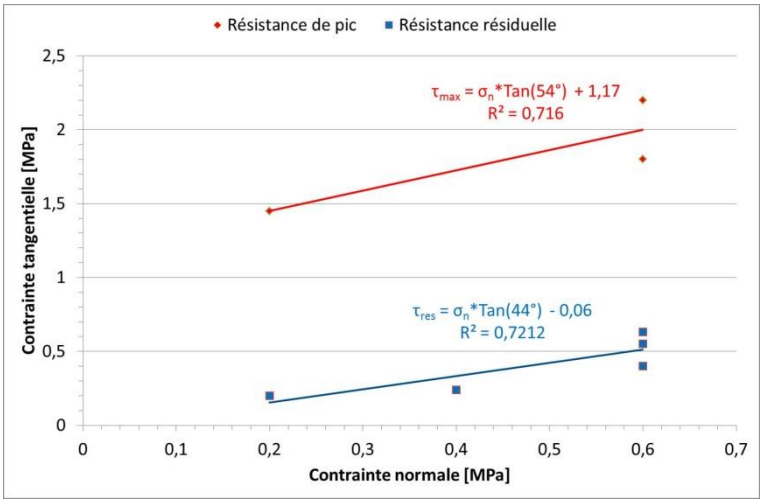


Figure 4-76 Représentation des résultats des essais à grande échelle selon le critère de Coulomb

4.4.8 Discussion

Ces 5 essais de cisaillement direct sur des interfaces béton-roche sont les premiers essais effectués à l'échelle métrique en laboratoire. D'après les résultats obtenus, on peut noter les points suivants :

A) Effet de la morphologie de la surface rocheuse

Les deux premiers résultats des essais à grande échelle présentés ci-dessus montrent l'effet de la morphologie de la surface rocheuse sur la résistance de pic de l'interface béton-roche. En effet ces deux éprouvettes (I7 et I2) ayant une morphologie de surface différente ont été testées toutes les deux sous 0,6MPa en contrainte normale. La Figure 4-27 et Figure 4-37 montrent la topographie des surfaces rocheuses de ces deux éprouvettes. Le contact béton-roche d'I7 a une surface convexe au milieu avec la présence de crêtes rocheuses sur les deux extrémités tandis que le contact d'I2 est concave au milieu avec une amplitude moins marquée que pour I7.

Afin de quantifier la rugosité, quelques paramètres traditionnels de rugosité ont été calculés pour les deux surfaces rocheuses des contacts. Le Tableau 4-9 résume ces valeurs. En se basant sur cette caractérisation, les valeurs obtenues montrent que la surface rocheuse de l'éprouvette I7 est plus rugueuse que celle de l'éprouvette I2. La surface de l'interface I7 a en effet une amplitude de ses irrégularités et l'inclinaison moyenne des facettes qui font face à la direction de cisaillement plus importantes que celles d'I2. Or l'interface béton-roche de l'échantillon I7 est plus résistante au cisaillement que celle de l'échantillon I2.

Eprouvette	Z_2	K (mm)	θ^+ (°)	R_s	$\frac{\theta^*_{max}}{(C+1)}$
I7	0,3489	87,73	13,32	1,1009	14,87
I2	0,2970	77,34	11,45	1,0805	12,62

Tableau 4-9 Quelques paramètres de rugosité du contact des deux éprouvettes I7 et I2

Plus précisément, la surface rocheuse de l'éprouvette I7 présente une crête rocheuse. Le comportement au cisaillement de l'interface béton-roche de cette éprouvette montre que le contact béton-roche ne s'est pas cassé tant que cette crête rocheuse ne s'est pas rompue. La présence de cette crête du côté opposé à la poussée a donc contribué à l'augmentation de la résistance de pic de l'interface béton-roche.

La résistance de pic de l'interface béton-roche à cette échelle paraît dépendre de la morphologie de la surface rocheuse.

B) Effet de la qualité de la surface rocheuse

Comme indiqué ci-avant, la description géologique du bloc rocheux de l'éprouvette I8 montre que ce bloc n'est pas de bonne qualité par rapport aux autres blocs. Sa surface rocheuse naturelle présente en particulier des altérations surfaciques. Par conséquent, contrairement aux autres interfaces, l'interface béton-roche de l'interface I8 s'est cassée à 70% de sa surface au travers d'altérations surfaciques du granite.

Or les résultats à cette échelle montrent que la résistance de pic de l'interface béton-roche augmente avec l'augmentation de la contrainte normale appliquée. Mais si les éprouvettes I8 et I9 ont été testées sous deux contraintes normales différentes, 0,4 et 0,2MPa respectivement, les interfaces béton-roche montrent des valeurs proches de la résistance de pic, 1,48MPa et 1,45MPa respectivement. Par conséquent, la valeur de la résistance de pic de l'interface béton-roche de l'éprouvette I8 est inférieure à la valeur attendue, sous cette contrainte normale.

La qualité de la surface rocheuse au contact a un effet significatif sur la valeur de la résistance de pic d'une interface béton-roche.

Cette observation peut par ailleurs justifier le fait que le critère linéaire de Coulomb sur la résistance de pic est établi avec un coefficient de corrélation faible de 0,6628 si on prend en compte le résultat de l'essai sur I8.

C) Effet du chargement-déchargement de l'interface

Une éprouvette (I1) a été testée premièrement sous une contrainte normale de 1MPa sans aboutir à la rupture de l'interface. Les instrumentations mises en place ont montré que l'interface béton-roche

a cependant été endommagée lors de ce premier chargement. Une zone de béton s'est plastifiée du côté de la poussée. Après déchargement, l'éprouvette a été re-testée sous une contrainte normale de 0,6MPa et l'interface a été cassée à une contrainte tangentielle faible relativement aux deux interfaces I7 et I2 testées sous cette même contrainte normale. La résistance de pic de l'interface a bien diminué du fait des deux chargements successifs.

Par conséquent, une attention particulière doit être portée à la résistance de pic de l'interface à considérer après une phase de chargement-déchargement significative, par exemple due à une action exceptionnelle de type séisme ou crue.

D) Intérêt des instrumentations mises en place

Les mesures des instrumentations ont permis de surveiller la rupture progressive de l'interface béton-roche lors des essais :

- les jauges de déformation ont permis de détecter, sur une des faces latérales de l'éprouvette, certaines fissures dans le béton ou la roche ainsi que la décohésion du contact ;
- l'émission acoustique a localisé les zones successivement endommagées sur l'interface au cours de l'essai ;
- la fibre optique a permis de quantifier la répartition des déformations dans le béton à proximité de l'interface et d'évaluer l'état de contrainte et la propagation des fissures pendant l'essai sur toute la surface.

4.5 Discussion générale sur l'ensemble de la campagne d'essais de cisaillement

A) Validité du critère linéaire de Coulomb

Les résultats des essais de cisaillement à différentes échelles ont été représentés par le critère linéaire de Coulomb largement utilisé pour caractériser la résistance de la fondation d'un barrage-poids (§1.1.1). Cependant, la relation réelle entre la résistance de pic et la contrainte normale, décrite par l'enveloppe de Mohr-Coulomb, est parabolique (Ruggeri et al. 2004). En pratique, la résistance de pic est usuellement appelée résistance au cisaillement de l'interface.

En ajoutant la valeur obtenue de la résistance à la traction au contact béton-roche (1,22MPa) aux valeurs des résistances au cisaillement au pic des interfaces à petite échelle et à l'échelle intermédiaire, des ajustements par des enveloppes paraboliques ont été effectués selon l'équation de la forme suivante (Griffith 1921 ; Curtis 2011) :

$$\tau = \sqrt{a \times \sigma_n^2 + b}$$

Par contre, du fait d'un potentiel effet d'échelle sur la valeur de la résistance à la traction, les résultats de la résistance au cisaillement des interfaces à grande échelle ont été ajustés par une enveloppe parabolique sans considérer la valeur de la résistance en traction.

Avec cette représentation :

- la cohésion c est déterminée comme l'intersection de l'enveloppe parabolique avec l'axe des contraintes de cisaillement (axe y) ;
- l'angle de frottement φ est déterminé comme la pente de la tangente à l'enveloppe parabolique. Une contrainte normale doit être fixée afin de tracer cette tangente à l'enveloppe. Cette contrainte est prise au milieu de la gamme des contraintes normales testées.

La Figure 4-77 montre la représentation des résultats de résistances de cisaillement de pic par des enveloppes paraboliques ainsi que les coefficients de corrélation.
Les valeurs des paramètres de résistance au cisaillement de l'interface béton-roche obtenues à différentes échelles selon les deux représentations linéaire et parabolique sont résumées dans le Tableau 4-10. Les écarts relatifs entre les valeurs ont été calculés.
Pour les deux cas, à petite échelle et à grande échelle, les écarts-types évalués sont inférieurs à 10%.

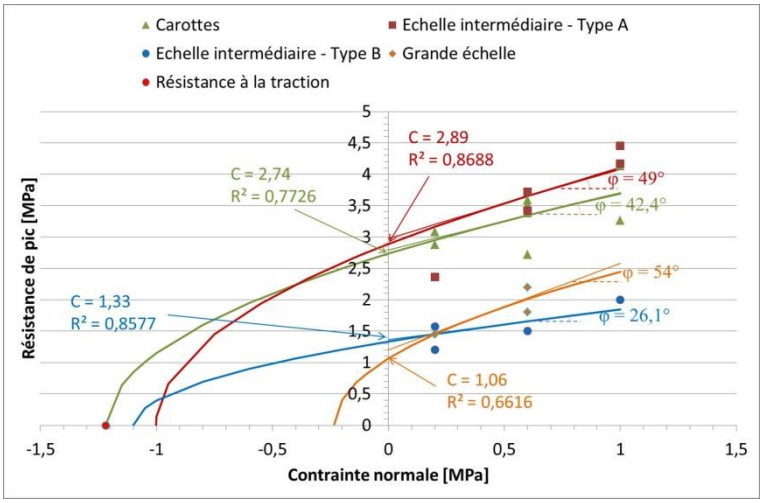


Figure 4-77 Critères paraboliques à petite échelle et à l'échelle intermédiaire

	Enveloppe linéaire		Enveloppe parabolique		Ecart relatif	
Echelle	c (MPa)	φ (°)	c (MPa)	φ (°)	$\lvert\Delta(c)\rvert/\bar{c}$ (%)	$\lvert\Delta(tan\varphi)\rvert/\overline{tan\varphi}$ (%)
Petite (carottes)	2,78	42	2,74	42,40	1,45	1,40
Intermédiaire – Type A	2	67	2,89	49	35	68,76
Intermédiaire – Type B	1,20	36	1,33	26,1	10	38,90
Grande échelle	1,17	54	1,06	54	9,86	0

Tableau 4-10 Résumé des paramètres de résistance de cisaillement obtenus selon les enveloppes linéaires et parabolique

D'un autre côté, les écart-types évalués à l'échelle intermédiaire – type A sont très élevés (35% et 68,76% respectivement sur c et $tan\varphi$) ainsi que l'écart-type sur l'angle de frottement à l'échelle intermédiaire – type B (38,90% sur $tan\varphi$). Il nous semble que ces écart-types importants correspondant à l'effet du manque de résultats expérimentaux sur la résistance au cisaillement surtout pour une contrainte normale nulle ou très faible. Pour valider cette hypothèse, nous avons eu recours aux résultats expérimentaux de cisaillement de Tian et al. (2015). Dans leur étude, ils ont effectué des essais de cisaillement direct sur des interfaces ayant des contacts carrés lisses à l'échelle intermédiaire sous des contraintes normales de 0MPa, 2MPa, 4MPa et 6MPa. La surface de cisaillement était de 150mm x 150mm. Le béton utilisé avait le même ordre de grandeur de

résistance à la compression (40MPa) que le béton de notre étude. La roche utilisée était du calcaire de résistance à la compression de 70MPa. La Figure 4-78 montre la représentation des résultats de résistance de pic par des enveloppes linéaire et parabolique ainsi que les coefficients de corrélation. La courbe rouge montre l'enveloppe linéaire de Coulomb établie sur tous les résultats de cisaillement: la résistance de pic est décrite pas une cohésion de 3,14MPa et un angle de frottement de 31°. Notons que si on élimine les résultats de résistance de pic sous une contrainte normale nulle, l'enveloppe linéaire ne change pas significativement (c=3MPa et φ=32°). Deux enveloppes paraboliques ont par ailleurs été représentées: la première est établie en tenant compte des résistances de pic sous une contrainte normale nulle (courbe bleue) et la deuxième est établie sans tenir compte des résistances de pic sous une contrainte normale nulle (courbe verte). On observe que la première décrit la résistance au pic par une cohésion de 2,72MPa et un angle de frottement de 29° ce qui correspond à des écart-types, par rapport aux valeurs de l'enveloppe linéaire, de 14% et 7% respectivement sur la cohésion et l'angle de frottement. La deuxième décrit la résistance au pic par une cohésion de 1,84MPa et un angle de frottement de 32° ce qui correspond à des écart-types, par rapport aux valeurs de l'enveloppe linéaire (sans résistance de pic sous contrainte normale nulle), de 48% et 0% respectivement sur la cohésion et l'angle de frottement. Par conséquent, au vu des résultats sur la cohésion, une meilleure description des résistances au cisaillement par une enveloppe parabolique nécessite la connaissance des résistances au cisaillement sous une contrainte normale faible. Pour cette raison, l'enveloppe parabolique à l'échelle intermédiaire donne une description différente par rapport à l'enveloppe linéaire.

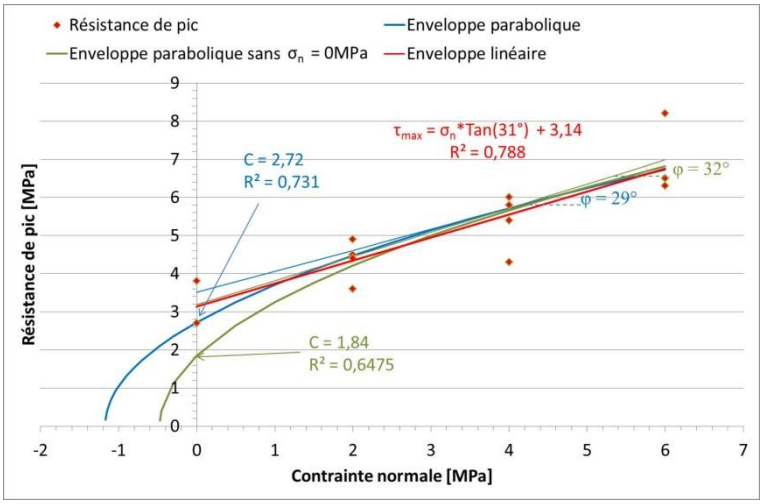


Figure 4-78 Critères linéaire et paraboliques des résultats des essais de Tian et al. (2015)

En conclusion, eu égard au nombre d'essais réalisés limité, il semble qu'un critère linéaire similaire au critère linéaire de Coulomb est un critère convenable pour représenter la résistance au cisaillement de l'interface béton-roche dans cette gamme de contraintes normales appliquées (inférieures à 1 MPa). Dans la suite et pour toutes les échelles, les paramètres obtenus caractérisant le critère linéaire ont été pris en compte selon le critère linéaire de Coulomb : la cohésion c, contrainte tangentielle pour une contrainte normale nulle et l'angle de frottement, pente du critère linéaire. Pour ce dernier paramètre, l'appellation angle de frottement a été conservée même si la notion du frottement d'un contact lié semble discutable.

Pour finir, si on regarde les résistances à la traction obtenues par les représentations parabolique dans ces cas, nous observons qu'à petite échelle et à l'échelle intermédiaire les valeurs obtenues correspondent à la valeur de la résistance à la traction évaluée expérimentalement (paragraphe)

tandis qu'à grande échelle, la résistance à la traction obtenue (0,24MPa) est significativement plus petite que 1,22MPa évaluée expérimentalement à l'échelle intermédiaire. Cette observation est à moduler du fait des incertitudes sur l'extrapolation parabolique explicitées ci-avant. Il semble cependant que la résistance à la traction du contact soit soumise à un effet d'échelle.

B) Relation entre la cohésion et la résistance à la traction d'une interface béton-roche

Si on considère les valeurs de cohésion obtenues lors des essais de cisaillement direct à différentes échelles et la valeur de la résistance à la traction directe mesurée sur des carottes de 148mm, on remarque que les interfaces béton-roche à petite échelle et les interfaces de type A à l'échelle intermédiaire possèdent des valeurs de cohésion, (2,78MPa et 2MPa respectivement) de l'ordre de deux fois (±16%) la résistance à la traction directe du contact béton-roche mesurée sur des carottes de 148mm. Le critère de rupture de Griffith (Curtis 2011) peut expliquer cette observation : ce critère, sur une analyse énergétique du comportement fragile à la rupture, indique que l'ordonnée à l'origine du critère parabolique de rupture est égal à deux fois la résistance en traction. Ainsi, pour ces deux cas, la cohésion de l'interface béton-roche c'est-à-dire la résistance au cisaillement à contrainte normale nulle est due à l'adhésion du contact. Notre hypothèse pour les interfaces de type A à l'échelle intermédiaire, que la cohésion due à l'adhésion entre le béton et la roche est entièrement mobilisée en cisaillement jusqu'au pic de contrainte tangentielle, semble ainsi confirmée.

Pour des interfaces de type B à l'échelle intermédiaire, la valeur de la cohésion obtenue est égale à la valeur de la résistance à la traction directe mesurée sur des carottes de 148mm. La faible valeur de la cohésion montre que l'adhésion entre le béton et la roche n'est pas entièrement mobilisée en cisaillement. Cela semble indiquer que localement au niveau du contact, un mode de rupture autre que le cisaillement est intervenu lors du cisaillement de ce type d'interfaces et justifie une résistance au cisaillement différente.

Pour les interfaces béton-roche à grande échelle, la valeur de la cohésion évaluée (1,17MPa) est de l'ordre de grandeur de la résistance en traction directe mesurée sur des carottes de 148mm.

C) Evaluation de l'angle de frottement par les critères de rupture des interfaces roche-roche (§1.3)

Les résultats expérimentaux ont également été comparés selon plusieurs critères établis dans le domaine de la mécanique des roches pour estimer la résistance au cisaillement de l'interface roche-roche en tenant compte de l'effet de la rugosité de la surface rocheuse. Quatre critères parmi les critères cités dans le paragraphe 1.3 ont été examinés dans la suite : le critère bilinéaire de Patton (Patton 1966), le critère de JRC proposé par Barton et Choubey (1977), le critère de Maksimovic (Maksimovic 1996) et le critère de Grasselli (Grasselli 2001). Bien que ces critères ne tiennent pas compte de la présence de la cohésion, l'objectif de cette étude est de vérifier si ces critères sont capables de prédire l'angle de frottement de l'interface béton-roche du critère de Coulomb et si, ainsi, l'effet de la rugosité de la surface rocheuse est similaire entre un contact roche-roche et un contact roche-béton.

Pour cette étude, les contraintes normales prises en compte sont 0,2MPa, 0,6MPa et 1 MPa, l'angle de frottement de base est de 30° (§2.6) et les paramètres de rugosité ont été calculés de la manière suivante :

- l'angle de dilatance (i) du critère de Patton a été pris égal à l'angle d'inclinaison θ^+. Ce paramètre a été évalué à chaque échelle en calculant la moyenne des valeurs sur toutes les surfaces rocheuses. Il a été trouvé égal à :
    - 11° avec un écart de 3,5% à petite échelle ;
    - 7° avec un écart de de 10% à l'échelle intermédiaire ;
    - 12° avec un écart de 7% à grande échelle.
- le paramètre JRC a été calculé à petite échelle à partir du paramètre statistique Z_2 (Myers 1962) en se basant sur la formule empirique proposée par Tse et Cruden (1979) :

$$JRC = 32{,}2 + 32{,}47 x Log_{10}(Z_2)$$

La valeur moyenne, à pétite échelle, a été calculée égale à 13 avec un écart de 3,85%. En s'appuyant sur l'équation proposée par Barton et Choubey (1977) qui tient compte de l'effet d'échelle (§1.3.4, la longueur L_0 étant prise égale au diamètre du carotte D = 80mm), les paramètres JRC à l'échelle intermédiaire et à grande échelle ont été évalués égaux à 10,7 et 6,45 respectivement (la longueur L_n étant prise égale à la longueur de l'éprouvette à chaque échelle).

- les paramètres 3D de Grasselli ont été calculés à chaque échelle en calculant les valeurs moyennes sur toutes les surfaces rocheuses de chaque échelle.

Par ailleurs, le paramètre JCS (joint compressive strength) à l'échelle intermédiaire a été pris égal à 43MPa qui est la valeur de la résistance à la compression du béton évaluée à l'échelle intermédiaire (éprouvette de béton de diamètre 160mm). En utilisant l'équation proposée par Barton et Choubey (1977) qui tient en compte de l'effet d'échelle sur JCS, ce paramètre a été évalué à petite et à grande échelles, égal à 57MPa et 21MPa respectivement.

Le Tableau 4-11 résume la valeur de l'angle de frottement évaluée à chaque échelle d'après les essais de cisaillement direct et la valeur donnée par chaque critère de rupture. Comme le tableau le montre, à l'exception de deux cas (critère de Patton à petite échelle et critère de Grasselli à grande échelle), il y a une différence significative entre nos résultats expérimentaux et les valeurs obtenues des modèles pour les discontinuités rocheuses. Cette différence est liée au fait que ces critères intègrent dans leur angle de frottement, la dilatance géométrique due à la morphologie de la surface rocheuse. Or dans le cas des interfaces béton-roche, il n'y a pas, *a priori,* de dilatance entre la roche et le béton avant la rupture totale de l'adhésion du contact. C'est ce que semblent indiquer les déplacements normaux à l'échelle intermédiaire, échelle à laquelle les mesures de déplacement normal sont effectuées en 4 points sans biais induit par la rigidité de la boîte de cisaillement.

Par conséquent, les modèles de rupture au cisaillement proposés pour les interfaces roche-roche ne sont pas adaptés pour estimer l'angle de frottement pour l'interface béton-roche liée. Pour une interface béton-roche liée, le critère de rupture n'est donc pas la simple addition de l'effet de la cohésion et de l'effet du frottement. Cela conforte la conclusion du paragraphe précédent qui indique que la cohésion correspond à la mobilisation de l'adhésion selon la morphologie de la surface.

	Petite échelle				
	Expérimentale	Patton	Grasselli	Barton	Maksimovic
φ(°)	42	41	56,40	57,40	54
	Echelle intermédiaire				
	Expérimentale – Type A	Expérimentale – Type B	Patton	Grasselli	Barton	Maksimovic
φ(°)	67	36	37	51,80	50,80	48,90
	Grande échelle				
	Expérimentale	Patton	Grasselli	Barton	Maksimovic
φ(°)	54	42	58,46	40,50	40

Tableau 4-11 Résumé des valeurs d'angle de frottement mesurées d'après les essais de cisaillement direct et données par les critères de rupture des interfaces roche-roche à différentes échelles

D) L'effet d'échelle sur le comportement au cisaillement

Le Tableau 4-12 résume la valeur des paramètres du cisaillement (c et φ) évaluée sur les essais de cisaillement direct à différentes échelles selon le critère de Coulomb.

Il apparaît que la cohésion est soumise à un effet d'échelle négatif : la cohésion diminue avec l'augmentation de la dimension des surfaces cisaillées. Cette observation valide l'hypothèse émise par les recommandations françaises CFBR (2012) : la cohésion à grande échelle est inférieure à la valeur mesurée habituellement en laboratoire. D'après nos réflexions précédentes, cela semble lié à la fois à un effet de la morphologie rocheuse qui permet de mobiliser plus ou moins l'adhésion de l'interface et à un effet d'échelle sur la résistance à la traction du contact.

Si on considère une valeur moyenne de l'angle de frottement à l'échelle intermédiaire, on note un effet d'échelle positif sur l'angle de frottement.

Enfin, les angles de frottement résiduels à grande échelle et à l'échelle intermédiaire sont égaux à 45° tandis qu'à petite échelle il est évalué égal à 36°. Cet écart peut être justifié à petite échelle car les conditions de l'essai de cisaillement direct sur les carottes sont difficiles à maîtriser (positionnement du plan moyen de rupture - §3.2.2). Par conséquent, il nous semble raisonnable d'affirmer que l'angle de frottement résiduel de l'interface béton-roche n'est pas soumis à un effet d'échelle et qu'il est égal à 45°.

Echelle	**Résistance de pic**		**Résistance résiduelle**
	c [MPa]	φ(°)	φ_r(°)
Petite échelle	2,78	42	36
Intermédiaire – Type A	2	67	45
Intermédiaire – Type B	1,20	36	45
Grande échelle	1,17	54	46

Tableau 4-12 Les paramètres du cisaillement évalués à différentes échelles

D'un autre côté, en regardant l'effet de la rugosité sur la résistance au cisaillement des interfaces, on a observé que :

- à petite échelle, la résistance au cisaillement est indépendante de la morphologie de la surface rocheuse ;
- à l'échelle intermédiaire, la résistance au cisaillement dépend fortement de l'aspect ondulé de la morphologie de la surface rocheuse ;
- à grande échelle, certes le nombre d'essais est limité, mais la résistance au cisaillement dépend de l'amplitude de la morphologie de la surface rocheuse. La présence d'une crête rocheuse sur une surface a permis d'augmenter la résistance au cisaillement de l'interface béton-roche sous une même contrainte normale.

L'effet de la morphologie de la surface rocheuse sur la résistance au cisaillement diffère donc selon l'échelle d'étude. Même si la morphologie de la surface rocheuse est touchée par l'effet d'échelle, l'effet d'échelle sur la morphologie ne peut pas à lui seul expliquer l'effet d'échelle sur la résistance au cisaillement de l'interface béton-roche. Par conséquent l'hypothèse d'une extrapolation homothétique des observations à l'échelle intermédiaire n'est pas valable dans ce cas d'étude.
En fait la résistance au pic trouvée à grande échelle (Figure 4-79 - enveloppe orange) est bornée par les résistances au pic évaluées à l'échelle intermédiaire pour les deux types de surface (enveloppe bordeaux pour le type A et bleu pour le type B). Cette échelle intermédiaire semble donc être l'échelle des surfaces élémentaires représentatives pour étudier l'effet de cette morphologie rocheuse. La résistance au cisaillement de l'interface béton-roche à l'échelle d'un plot de barrage serait alors une combinaison des comportements à l'échelle intermédiaire.

Nous allons étudier dans le paragraphe suivant ce comportement différent à l'échelle intermédiaire et la manière de passer à une échelle supérieure.

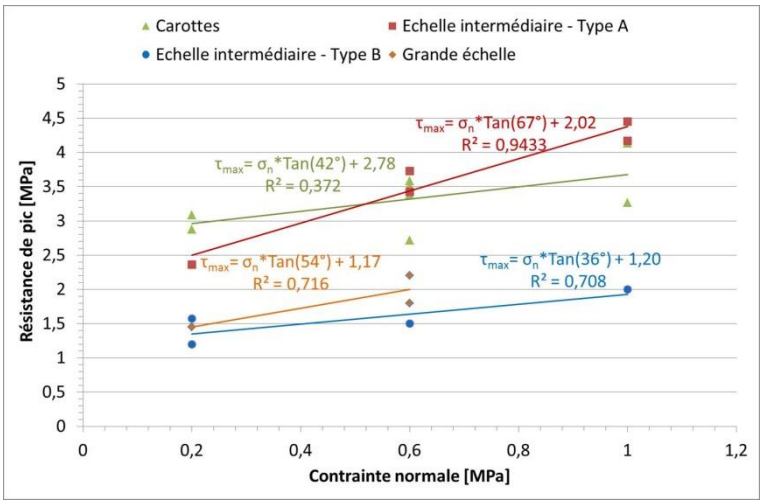


Figure 4-79 Enveloppes linéaires des résistances de pic à différentes échelles

5 Etude numérique de l'effet de la morphologie et méthode de passage de la petite échelle à la grande échelle

Les résultats expérimentaux des essais de cisaillement à différentes échelles ont été présentés et discutés dans le chapitre précédent. Les résultats du cisaillement à l'échelle intermédiaire montrent une forte dépendance entre l'aspect ondulé de la surface rocheuse caractérisé par une longueur d'onde principale et le comportement au cisaillement de l'interface béton-roche sous contrainte normale faible. Par ailleurs l'évaluation de la résistance à petite échelle (éprouvettes carottées) indique une indépendance à la morphologie de la surface rocheuse si bien que la valeur évaluée semble représentative de la micro-rugosité. L'idée a donc été de modéliser les interfaces à l'échelle intermédiaire afin de comprendre ce qui justifie ces deux comportements au cisaillement A et B en observant la répartition des contraintes le long de l'interface ainsi que les mécanismes de rupture intervenant lors du cisaillement. Pour cela, à l'échelle locale, la résistance du contact a été prise égale à celle évaluée à petite échelle sur les carottes.

Le logiciel aux éléments finis Abaqus a été utilisé pour cette modélisation. C'est un code de calcul créé en 1978 par un éditeur américain puis racheté en 2005 par Dassault Systèmes. Son nom et son logo sont basés sur l'outil de calcul *Abacus*. Il est très largement utilisé dans les industries automobile et aéronautique du fait de ses capacités, de son traitement performant de problèmes non-linéaires et de sa bonne ergonomie. Abaqus présente plusieurs algorithmes de calcul :

- Abaqus standard dont le solveur a recours à un schéma traditionnel d'intégration implicite. Avec cet algorithme, Abaqus doit faire de nombreuses itérations pour trouver la solution du problème (linéaire ou non-linéaire) puisque le logiciel doit converger à chaque fois.
- Abaqus explicit qui présente un schéma d'intégration explicite pour résoudre des problèmes dynamiques ou quasi statiques non-linéaires.

Dans notre cas d'étude, la géométrie du problème étant relativement simple, les calculs se sont basés sur l'algorithme de calcul implicite.

Dans un premier temps, des tentatives ont été faites pour modéliser en 3D les interfaces avec les surfaces de contact réelles. Mais du fait des irrégularités des contacts, des problèmes de convergence ne permettent pas de faire aboutir les calculs. Il a donc été choisi d'avoir recours à un modèle simplifié en 2D. Les paragraphes ci-après décrivent le modèle développé (géométrie, maillage, modèles de comportement, conditions initiales et conditions limites, chargement) et les résultats obtenus. La comparaison aux résultats expérimentaux est présentée et discutée. Enfin sur la base de ces résultats, une possibilité de passage de la petite échelle à la grande échelle est proposée pour évaluer la résistance au cisaillement.

5.1 Géométrie et maillage

Un modèle 2D a été établi afin de reproduire les essais de cisaillements à l'échelle intermédiaire sur les interfaces béton-roche. La Figure 5-1 montre la géométrie du modèle établi avec un contact plat. La boîte de cisaillement est modélisée par deux cadres en acier ayant les mêmes dimensions (interne et externe) que les deux demi-boîtes de la boîte de cisaillement MTS (§3.4.1). L'espacement libre

entre les deux cadres représentant la boîte de cisaillement est de 20mm correspondant à l'espacement réel de la boîte MTS.

Le contact béton-roche est de longueur 180mm c'est-à-dire la longueur de la surface réelle cisaillée lors des essais.

Les deux parties en béton et en granite sont prises de même longueur : 180mm dans la zone de l'espacement libre et 200mm dans la zone cadrée par l'acier. En réalité, les parties en béton et en granite ont une longueur de 180mm sur toute la hauteur dans la boîte de cisaillement : un mortier de scellement complète les zones libres entre l'éprouvette et les demi-boîtes en acier afin de caler le contact dans le plan de cisaillement de la boîte. Mais les caractéristiques mécaniques du mortier ainsi que le modèle de contact à considérer entre les matériaux de l'éprouvette et le mortier ne sont pas connus. Par conséquent, les épaisseurs de mortier n'ont pas été prises en compte dans ce modèle simplifié.

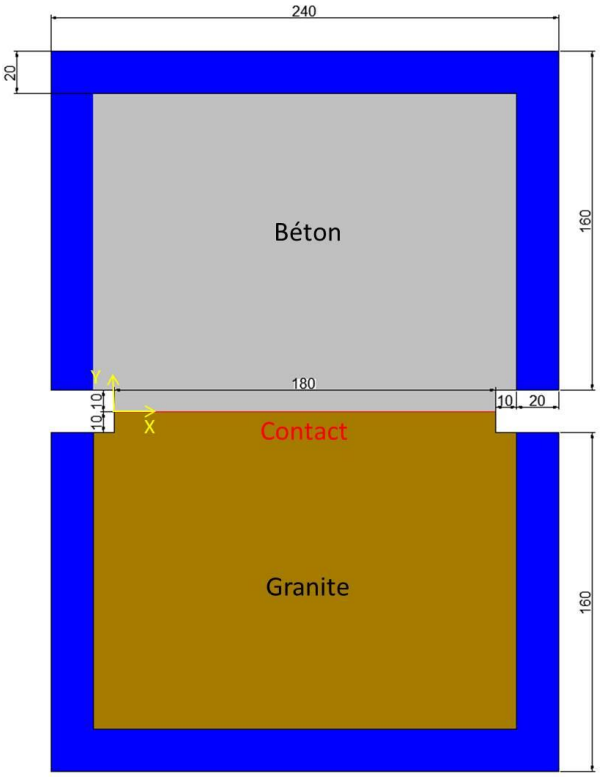


Figure 5-1 Géométrie du modèle 2D (dimensions en mm)

5.1.1 Géométrie du contact

Afin de valider l'hypothèse de l'effet de l'ondulation de la surface sur le comportement au cisaillement de l'interface béton-roche à l'échelle intermédiaire sous une contrainte normale faible, le contact du modèle a été caractérisé par la longueur d'onde principale (λ_1) calculée pour chaque surface (§4.3.4). La hauteur qui correspond au contact est caractérisée par le paramètre statistique k. Par conséquent la hauteur sur le contact est décrite par l'équation suivante :

$$Y = \frac{k}{2} * \cos(2\pi X / \lambda_1)$$

Avec X, la position le long du contact et Y, la hauteur correspondante (Figure 5-1).

Le Tableau 5-1 résume les différentes valeurs de la longueur d'onde principale et du paramètre statistique k prises pour caractériser les ondulations des 6 contacts des éprouvettes testées sous une contrainte normale faible. La Figure 5-2 montre les aspects ondulés obtenus pour ces 6 contacts. Ces aspects ondulés seront comme géométrie du contact dans le modèle présenté sur la Figure 5-1 afin d'étudier le comportement au cisaillement de chaque éprouvette.

Surface	T1	T2	T3	T4	T5	T7
λ_1 (mm)	163	113	120	173	82	192
k (mm)	12	15	13	11	13	-12,5

Tableau 5-1 Les caractéristiques des géométries des contacts à l'échelle intermédiaire

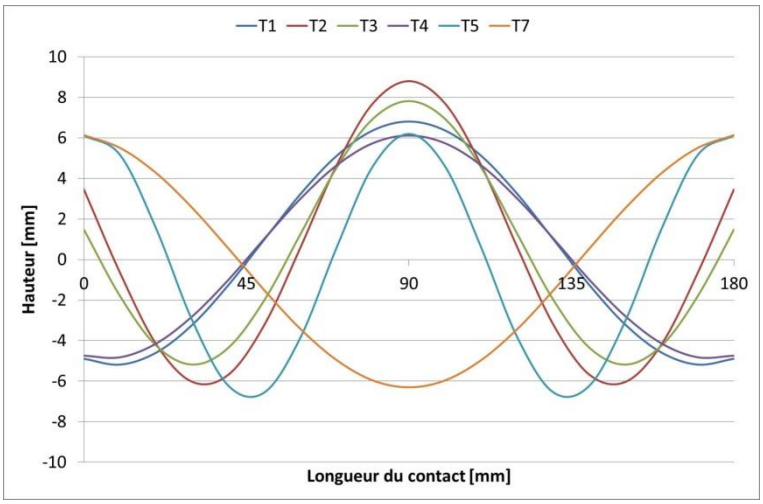


Figure 5-2 Aspects ondulés des 6 contacts modélisés

5.1.2 Maillage

Abaqus propose principalement deux stratégies différentes pour le maillage : structuré ou non-structuré. Cependant, l'algorithme structuré pour le maillage est uniquement applicable pour les modèles à géométrie simple. Seules les interfaces ayant des contacts plats pourraient être maillées avec cet algorithme. Par conséquent, pour l'interface béton-roche (zone d'espacement libre entre les deux demi-boîtes) et les cadres d'acier, un algorithme non-structuré a été utilisé tandis que pour les autres parties du modèle, un algorithme structuré a été pris en compte. Le modèle est maillé avec des éléments quadrilatères en contrainte plane.

Dans un modèle, la finesse du maillage peut améliorer les résultats d'une analyse. La méthode la plus simple pour trouver la taille convenable du maillage est d'effectuer différents calculs en raffinant à chaque fois le maillage (dans cette étude en allant de 10mm à 0,5mm). Dès que les calculs deviennent similaires, en comparant la distribution des contraintes le long de l'interface et les modes de rupture, le maillage ayant la taille des éléments la plus grande est adéquat pour le modèle (Eltervaag 2013). En appliquant cette méthode, nous avons trouvé qu'une taille d'élément de 4mm est suffisante pour ce modèle (Figure 5-3).

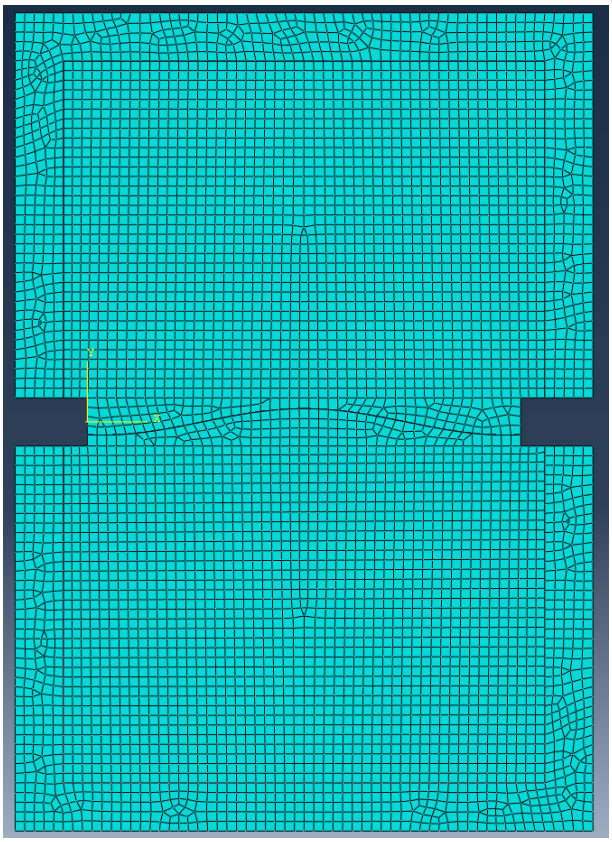


Figure 5-3 Maillage du modèle

5.2 Modèle de comportement pour les matériaux

L'interface à tester est formée de béton en contact avec du granite. Les deux matériaux se comportent comme des matériaux fragiles. De plus, la boîte de cisaillement est formée d'acier très rigide.

5.2.1 Béton et granite

5.2.1.1 Modèle de comportement des matériaux fragiles

Le modèle élastoplastique avec endommagement utilisé dans Abaqus est le modèle *Concrete damage plasticity* (CDP). Ce modèle permet de représenter le comportement des bétons ou d'autres matériaux fragiles. Il suppose que les deux principaux mécanismes de rupture ont lieu en traction et en compression (Abaqus 2012). Ce modèle consiste à définir les contraintes $\underline{\sigma}$ en relation avec les contraintes effectives $\underline{\sigma^*}$, par l'intermédiaire d'une variable scalaire de l'endommagement d. Le comportement du matériau peut être décrit par :

$$\underline{\sigma} = (1-d)\underline{\underline{D_e}} : \left(\underline{\varepsilon} - \underline{\varepsilon_p}\right) = (1-d)\,\underline{\sigma^*}$$

Avec :

- $\underline{\sigma}$, le tenseur de contraintes ;
- $\underline{\sigma^*}$, le tenseur de contraintes effectives ;
- $\underline{\underline{D_e}}$, le tenseur des rigidités élastiques du matériau ;

- d, la variable d'endommagement variant de zéro pour le matériau intact à 1 pour une rupture totale du matériau ;
- $\underline{\varepsilon}$, le tenseur de déformations totales ;
- $\underline{\varepsilon_p}$, le tenseur de déformations plastiques.

Ce modèle de comportement consiste alors à traiter l'évolution de la variable scalaire d'endommagement d en fonction de l'état de contraintes ou de déformations et d'autres variables d'état possibles.

Les relations contrainte-déformation dans *Abaqus* sous traction uniaxiale (σ_t) et sous compression uniaxiale (σ_c) sont :

$$\sigma_t = (1 - d_t)E_0(\varepsilon_t - \epsilon_t^p)$$

$$\sigma_c = (1 - d_c)E_0(\varepsilon_c - \epsilon_c^p)$$

Avec :

- d_t et d_c, les variables scalaires de l'endommagement en traction et compression, respectivement ;
- E_0, la rigidité élastique initiale ;
- ε_t et ε_c, les déformations en traction et en compression totales, respectivement ;
- ϵ_t^p et ϵ_c^p, les déformations plastiques en traction et en compression, respectivement.

Les Figure 5-4 et Figure 5-5 présentent le comportement en traction et en compression respectivement d'un matériau fragile sous le modèle CDP dans Abaqus.

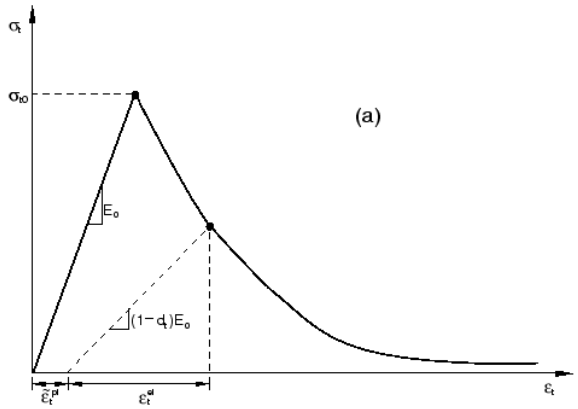


Figure 5-4 Comportement en traction du béton selon Abaqus (2012)

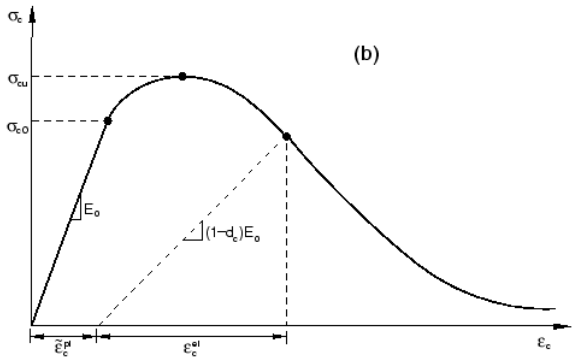


Figure 5-5 Comportement en compression du béton selon Abaqus (2012)

A) Critère de rupture :

Le critère de rupture adopté par le modèle CDP est celui établi initialement par Lubliner et al. (1989) et qui a été modifié par Lee and Fenves (1998) pour tenir compte des différentes évolutions des contraintes de compression et de traction. Le critère de plasticité s'écrit :

$$f = \frac{1}{1-\alpha}(q - 3\alpha.p + \beta(\varepsilon^p)\langle\sigma_{max}\rangle - \gamma\langle-\sigma_{max}\rangle) - \sigma_{écr}(\varepsilon^p)$$

Avec:

- $\alpha = \frac{\left(\frac{\sigma_{b0}}{\sigma_{c0}}\right)-1}{2\left(\frac{\sigma_{b0}}{\sigma_{c0}}\right)-1}$;
- $\beta = (1-\alpha)\left(\frac{\sigma_c(\varepsilon^p)}{\sigma_t(\varepsilon^p)}\right) - (1+\alpha)$;
- $\gamma = \frac{3(1-K_c)}{2K_c-1}$.

Dans lequel $p\ et\ q$ sont respectivement, la pression isostatique et la contrainte déviatorique équivalente et :

- σ_{b0}/σ_{c0}, le ratio entre la résistance initiale en compression biaxiale et celle en compression uniaxiale. Selon Kupfer et al. (1979), la résistance en compression biaxiale est de l'ordre de 16% supérieure à celle en compression uniaxiale et donc $\frac{\sigma_{b0}}{\sigma_{c0}} = 1{,}16$;
- K_c, le ratio entre la contrainte déviatorique dans le médian en traction et celui en compression sous la même pression isostatique. Selon Lopez-Almansa et al. (2014), K_c peut être déterminé selon la formule : $K_c = \frac{3-\sin\phi}{3+\sin\phi}$ avec ϕ est l'angle de frottement interne du critère de Mohr – Coulomb du matériau ;
- $\beta(\varepsilon^p)$ et $\sigma_{écr}(\varepsilon^p)$, les fonctions d'écrouissage, déterminées selon les chemins de contrainte uniaxiale en traction et en compression (Figure 5-4 et Figure 5-5).

Dans un état plan de contrainte, ce critère de rupture prend la forme présentée sur la Figure 5-6.

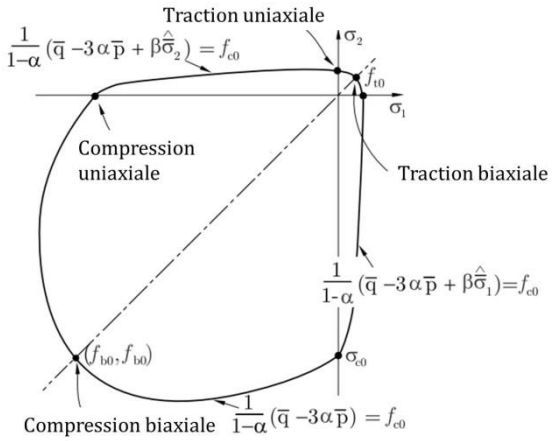


Figure 5-6 Critère de rupture du modèle CDP dans un état plan de contrainte (Abaqus 2012)

B) Ecoulement plastique potentiel :

L'écoulement plastique potentiel est décrit par la fonction hyperbolique de Drücker-Prager :

$$G = \sqrt{(\epsilon\sigma_{t0}\tan\psi)^2 + q^2} - p\tan\psi$$

Avec:

- ψ, le rapport entre la déformation déviatorique plastique et la déformation plastique du matériau. Sa valeur est comprise entre 0 et l'angle de frottement interne du matériau β ;
- ϵ, le paramètre de l'excentricité représentant la dilatance du matériau à faible contrainte isostatique p.

C) Evolution de l'endommagement

Il existe plusieurs méthodes pour définir l'évolution des paramètres de l'endommagement. Mazars et Pijaudier-Cabot (1989) considèrent les variables d'endommagement comme une fonction de charge de la déformation totale ε. Lee et Fenves (1998) déterminent l'évolution de l'endommagement en relation avec la déformation plastique. Krätzig and Pölling (2004) et Grassl (2009) calculent les paramètres de l'endommagement en définissant une relation entre la déformation plastique et la déformation inélastique. Dans notre étude, on utilise cette dernière approche.

Ce modèle de comportement nécessite la connaissance des comportements en traction et en compression du matériau fragile. Les comportements établis pour cette étude sont décrits dans les sections ci-dessous.

5.2.1.2 Comportement en traction des matériaux fragiles

Le comportement en traction des matériaux fragiles, béton et granite dans notre cas, comprend une phase de comportement élastique jusqu'à sa résistance en traction suivie d'une diminution de la résistance, liée à l'ouverture et à la propagation des fissures à l'intérieur du matériau. Les fissurations en traction des matériaux fragiles se manifestent par une phase de radoucissement.

La résistance à la traction du matériau détermine l'initiation de la fissuration tandis que l'énergie de fissuration G_f décrit comment la fissure se propage. L'énergie de fissuration G_f est définie comme l'énergie nécessaire pour séparer complètement deux surfaces du matériau. Souvent elle est déterminée lors d'un essai de flexion en trois points en faisant le rapport entre le travail en flexion divisé par la surface du plan de rupture. En l'absence de donnée expérimentale, G_f peut être déterminée selon le Model Code 1990 (CEB-FIB 1993) à partir de la résistance en compression du matériau.

Le comportement élastique est linéairement défini par les valeurs du module d'Young et de la résistance à la traction. Selon le Model Code 1990 (CEB-FIB 1993) pour le comportement radoucissant en traction d'un matériau fragile, l'estimation bilinéaire donne une bonne approximation pour une simulation numérique. La relation bilinéaire proposée par Hillerborg et al. (1976) est couramment utilisée. La Figure 5-7 montre cette représentation bilinéaire définie par le Model Code 1990 avec :

- σ_{to}, la résistance à la traction du matériau ;
- W_1, l'ouverture de la fissure avec une contrainte en traction de $0{,}15 * \sigma_{to}$;
- W_c, l'ouverture de la fissure lorsque la contrainte en traction s'annulle.

La résistance à la traction est déterminée par des essais de traction simple en laboratoire (généralement par des essais de fendage) et les deux paramètres W_1 et W_c sont déterminés selon le Model Code 1990 en fonction de σ_{to} et G_f.

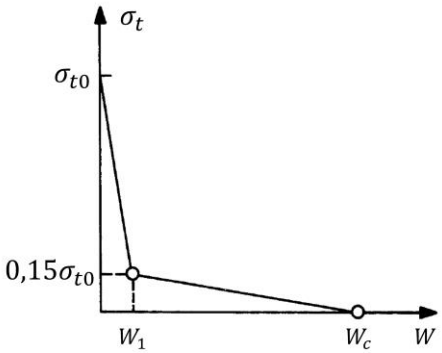


Figure 5-7 Modèle bilinéaire pour la phase radoucissante d'un comportement fragile selon Hillerborg et al. (1976)

5.2.1.3 Comportement en compression des matériaux fragiles

Le comportement en compression d'un matériau fragile comprend une phase d'élasticité, suivie d'un écrouissage positif jusqu'à une valeur de pic, et finalement, de manière similaire à la traction, d'un comportement radoucissant du matériau.

A) Comportement élastique :

La limite élastique σ_{c0} est prise égale à 0,4 de la résistance en compression (σ_{cu}) du matériau (Lowes 1999) : $\sigma_{c0} = 0{,}4 * \sigma_{cu}$. La résistance en compression est déterminée par des essais de compression directe. Le Module d'Young initial E_{ci} peut être déterminé expérimentalement ou par le Model Code 1990 en se basant sur la résistance en compression du matériau.

B) Comportement en écrouissage positif :

La relation contrainte – déformation est déterminée selon le Model Code 1990, pour des valeurs de $\varepsilon < \varepsilon_{c1}$, par la formule suivante :

$$\sigma_c = \frac{R\eta - \eta^2}{1 + (R-2)\eta}\sigma_{cu}$$

Avec :

- $\eta = \varepsilon/\varepsilon_{c1}$ où ε_{c1} est la déformation correspondant au pic ;
- $R = E_{ci}/E_{c1}$ est le rapport entre le module de Young initial et le module sécant au pic. Ce dernier module est à déterminer selon le Model Code 1990 en se basant sur la résistance à la compression du matériau.

C) Comportement radoucissant post-pic :

De la même manière que pour le comportement en traction, le comportement post-pic en compression est également lié à l'apparition et au développement de bandes de cisaillement/écrasement dans le matériau. Pour cette raison, une approche similaire au comportement en traction par l'énergie de rupture en compression, appelée l'énergie d'écrasement G_c, peut être envisagée pour décrire la rupture localisée en compression du matériau (Krätzig et Pölling 2004 ; Carpinteri et al. 2011).

La courbe de comportement σ_c –déplacement (w) présente une diminution de sa valeur maximale vers une valeur résiduelle (σ_{cr}) de l'ordre de 0,1 à 0,2 de la résistance en compression (Carpinteri et al. 2011) et correspondant à un déplacement de la bande de rupture $w_{cr} \approx 1 - 2mm$. La surface hachurée sur la Figure 5-8 est par ailleurs définie comme l'énergie d'écrasement G_c, caractéristique

du matériau variant entre 18 à 50 N/mm selon la nature du matériau (Carpinteri et al 2011). La courbe de comportement post-pic est alors déterminé par la formule:

$$\sigma_c = \frac{\sigma_{cu}}{1 + (a * w)^b}$$

Avec :

- a, une constante indépendante du matériau de valeur $a = 1{,}67$;
- b, un paramètre du matériau de valeur $b = 1{,}18 * \sigma_{cu}/G_c$.

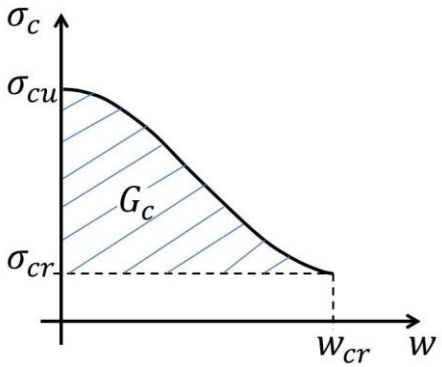


Figure 5-8 Contrainte en compression post-pic en fonction du déplacement (Carpinteri et al. 2011)

La relation contrainte – déformation pour un échantillon d'une hauteur L peut être obtenue en convertissant le déplacement en déformation par relation suivante :

$$\varepsilon = \varepsilon_e + \varepsilon_p + \frac{w}{L}$$

Avec :

- ϵ_e, la déformation élastique dans l'échantillon ;
- ε_p, la déformation plastique irréversible avant-pic ;
- L, la hauteur soumise à la compression.

5.2.1.4 Applications aux matériaux fragiles de l'étude

En résumé de ce qui précède, le modèle de comportement du matériau fragile (CDP) sous Abaqus dépend des paramètres suivants :

- paramètres élastiques : module de Young E et coefficient de Poisson ν ;
- écoulement plastique potentiel : angle ψ et paramètre de l'excentricité ϵ ;
- critère de rupture : rapport $\left(\frac{\sigma_{b0}}{\sigma_{c0}}\right)$, K_c et les fonctions d'écrouissage $\sigma_t(\varepsilon^p)$ et $\sigma_c(\varepsilon^p)$, qui sont des courbes contrainte-déformation en traction et en compression en fonction de la déformation plastique.

Les deux courbes de comportement en traction et en compression des matériaux fragiles sont identifiées par les paramètres suivants :

- comportement en traction : la résistance en traction σ_{t0} et l'énergie de fissuration G_f ;

- comportement en compression : la résistance en compression σ_{c0} , l'énergie d'écrasement G_c, la déformation en compression au pic ε_1 et la hauteur soumise à la compression L.

Ces paramètres ont donc été évalués pour chacun des deux matériaux, béton et roche, et les données nécessaires ont été introduites dans le modèle sous Abaqus.

A) Béton

Le Tableau 5-2 résume les valeurs des paramètres prises pour le béton. Parmi ces paramètres, il y a ceux qui ont été trouvés expérimentalement et présentés dans §2.3.2.1 ($\sigma_{cu}, \sigma_{t0}, \rho, E_{cl}$). D'autres comme le module sécant au pic, le coefficient de Poisson, l'énergie d'écrasement et l'énergie de fissuration ont été déterminés en se référant au Model Code 1990 (1993). La hauteur en compression L est supposée égale à 10mm (la hauteur du béton dans l'espacement libre entre les deux demi-boîtes). Les 4 derniers paramètres du tableau sont pris de l'étude de Jankowiak et Lodygowski (2005) qui ont déterminé ces paramètres en testant un béton de même ordre de résistance que notre béton d'étude (σ_{cu}=50MPa et σ_{t0}=2,84MPa).

Paramètre	Valeur
Résistance à la compression σ_{cu}	43,4 MPa
Résistance à la traction σ_{t0}	3,75 MPa
Masse volumique ρ	2370 Kg/m^3
Module d'Young E_{cl}	38 000 MPa
Module sécant au pic E_{c1}	22 000 MPa
Déformation en compression au pic ε_{c1}	0,0022
Coefficient de poisson ϑ	0,2
Energie d'écrasement G_c	18,3 N/mm
Energie de fissuration G_f	0,03 N/mm
Hauteur de compression L	10mm
σ_{b0}/σ_{c0}	1,16
K_c	0,666
Angle ψ	38°
Excentricité ϵ	0,1

Tableau 5-2 Paramètres du modèle CDP pour le béton

B) Granite

Le Tableau 5-3 résume les valeurs de paramètres prises pour le granite. Parmi ces paramètres, il y a ceux qui ont été trouvés expérimentalement et présentés dans le paragraphe 2.3.2.2 ($\sigma_{cu}, \sigma_{t0}, \rho$). D'autres comme le module sécant au pic, le coefficient de Poisson, l'énergie d'écrasement et l'énergie de fissuration ont été déterminés en se référant au Model Code 1990 (1993). Le module d'Young et la déformation au pic ont été pris du travail de Vasconcelos et al. (2009). La hauteur en compression L est supposée égale à 10mm (la hauteur du granite dans l'espacement libre entre les deux demi-boîtes). Les 4 derniers paramètres du tableau, à l'exception de l'angle qui est issu du travail d'Eltervaag (2013), ont été pris égaux à ceux du béton.

Paramètre	Valeur
Résistance à la compression σ_{cu}	133 MPa
Résistance à la traction σ_{t0}	10 MPa
Masse volumique ρ	2 608 Kg/m^3
Module d'Young E_{cl}	60 000 MPa
Module sécant au pic E_{c1}	40 000 MPa
Déformation en compression au pic ε_{c1}	0,0033
Coefficient de poisson ϑ	0,25
Energie d'écrasement G_c	26,1 N/mm
Energie de fissuration G_f	0,025 N/mm
σ_{b0}/σ_{c0}	1,16
K_c	0,666
Angle ψ	45°
Excentricité ϵ	0,1

Tableau 5-3 Paramètres du modèle CDP pour le granite

5.2.2 Acier

Afin de reproduire la forte rigidité de la boîte de cisaillement, l'acier est modélisé dans Abaqus par un modèle élastique ayant un grand module d'Young. Dans ce modèle, le matériau est simplement élastique et ne présente pas de résistance maximale. Cette modélisation de l'acier est suffisante pour le niveau de contraintes de nos essais. Les paramètres pour ce modèle ont été pris du travail de Tatone et Grasselli (2012). Ils sont résumés dans le Tableau 5-4.

Module d'Young (MPa)	Coefficient de poisson	Masse volumique (Kg/m^3)
193 000	0,29	80 00

Tableau 5-4 Paramètres du modèle élastique pour l'acier

5.3 Modèle de comportement pour les contacts

Le modèle de comportement cohésif et frottant dans Abaqus a été utilisé pour caractériser le contact béton-roche de l'interface étudiée. Le contact entre l'éprouvette et la boîte de cisaillement a été considéré purement frottant avec un faible coefficient de frottement (présence d'huile de décoffrage).

5.3.1 Contact béton-roche

Le contact béton-roche dans Abaqus standard a été modélisé en utilisant le «*finite sliding surface-to-surface interaction*» dont une éponte (ligne dans notre cas) est définie comme maitre et l'autre comme esclave. En général, l'éponte-maitre correspond au matériau le plus rigide, dans notre cas, le granite.

L'interaction est modélisée par un modèle cohésif-frottant. Ce modèle est défini dans Abaqus (2012) de la manière suivante dans la direction du cisaillement:

- si la cohésion n'est pas endommagée, le modèle cohérent est actif et le modèle frottant est en sommeil. Dans ce cas, tout déplacement tangentiel est supposé être purement élastique et seule la cohésion du contact est mobilisée ;
- si l'endommagement est initié, la contribution de la cohésion à la résistance au cisaillement est dégradée avec l'évolution de l'endommagement et la partie frottante du modèle est

activée. Cette dernière contribue alors à la résistance au cisaillement. Avant la rupture totale de la liaison cohésive, la résistance au cisaillement est une combinaison de la contribution de la cohésion et de la contribution du modèle frottant. Une fois que la décohésion est complète, l'apport de la cohésion à la résistance au cisaillement est nul, et la seule contribution à la résistance est à partir du modèle frottant.

5.3.1.1 Comportement au cisaillement du modèle

Selon la définition du modèle cohésif-frottant dans Abaqus (2012), le comportement au cisaillement typique du contact doit être divisé en 3 phases :

A) **Phase élastique**

La contrainte tangentielle augmente linéairement avec l'augmentation du déplacement tangentiel. Dans cette phase, la contrainte tangentielle dépend principalement de la rigidité élastique tangentielle du modèle cohésif. Le comportement élastique est décrit par un tenseur de rigidité élastique qui relie les déplacements normal et tangentiel aux contraintes normale et tangentielle :

$$\begin{Bmatrix}\Delta\sigma_n\\ \Delta\tau_s\end{Bmatrix} = \begin{bmatrix}K_n^c & 0\\ 0 & K_s^c\end{bmatrix}\begin{Bmatrix}\Delta\delta_n\\ \Delta\delta_s\end{Bmatrix} = K^c\Delta\delta$$

Avec :

- σ_n, la contrainte normale appliquée ;
- τ_s, la contrainte tangentielle ;
- δ_n et δ_s, les déplacements normal et tangentiel, respectivement ;
- K_n^c et K_s^c, les rigidités normale et tangentielle du modèle cohésif.

B) Phase de la dégradation de la cohésion

Avec l'initiation de la dégradation de la cohésion du contact, la phase élastique est interrompue. La rigidité cohésive du contact commence à se dégrader tandis que le frottement commence à contribuer au cisaillement. Durant cette phase, la rigidité en frottement est supposée augmenter proportionnellement à la dégradation de la rigidité cohésive. Par conséquent, avant la rupture totale de la cohésion, la contrainte tangentielle est une combinaison de la contribution de la cohésion et de la contribution du frottement. La contrainte tangentielle totale est donc :

$$\tau = \tau^c + \tau^f$$

Avec :

- τ^c, la contribution de la cohésion ;
- τ^f, la contribution du frottement.

La dégradation de la cohésion doit être décrite par une variable scalaire de l'endommagement D. Cette variable est égale à zéro durant la phase élastique et augmente durant l'endommagement de la cohésion jusqu'à atteindre 1 à la rupture totale de la cohésion. Durant la phase de la dégradation de la cohésion sous cisaillement, la rigidité cohésive est décrite comme suit :

$$K^c = \begin{bmatrix}K_n^c & 0\\ 0 & (1-D)K_s^c\end{bmatrix}$$

Par conséquent, la rigidité de frottement est décrite de la manière suivante :

$$K^f = \begin{bmatrix} K_n^f & 0 \\ 0 & DK_s^f \end{bmatrix}$$

Avec, K_n^c et K_s^c , les rigidités normale et tangentielle du modèle frottant.

C) Phase résiduelle

Une fois que la variable de l'endommagement D a atteint 1 indiquant la rupture totale de la cohésion du contact, la contrainte de cisaillement résiduelle du contact est donc atteinte. La seule contribution à la contrainte de cisaillement résiduelle provient donc du frottement. Le modèle de frottement de Coulomb est utilisé pour décrire le cisaillement de l'interface :

$$\tau^f = \mu\sigma_n$$

Avec μ, le coefficient de frottement : $\mu = \tan(\varphi)$ où φ est l'angle de frottement.

5.3.1.2 Identification des paramètres du modèle du contact

Le but de cette étude numérique est de reproduire les deux comportements au cisaillement différents à l'échelle intermédiaire. Dans ce but, deux hypothèses raisonnables ont été faites :

- les paramètres de base et les paramètres de l'endommagement à introduire dans le modèle du contact dans Abaqus devaient être les mêmes dans les deux cas d'étude afin de vérifier le rôle de la longueur d'onde sur le comportement au cisaillement ;
- ces paramètres ont été établis à partir de l'étude expérimentale sur les carottes en supposant ainsi que la rupture locale à l'échelle intermédiaire est représentée par la résistance au cisaillement des carottes.

Par conséquent, dans le modèle cohésif, les rigidités normale et tangentielle ont été prises égales à 5MPa/mm selon celles évaluées expérimentalement sur les carottes. La résistance à la traction est prise égale à 1,22MPa (§2.5.4) et la cohésion est prise égale à 2,8MPa. Le coefficient de frottement μ est alors évalué égal à 0,9.

Par ailleurs, le critère d'initiation de l'endommagement, qui définit l'initiation de la dégradation de la cohésion en un point du contact, doit être précisé. Le critère de la contrainte maximale a été choisi pour cette étude : l'endommagement est supposé s'initier quand la contrainte locale en un point de contact atteint la valeur de la résistance:

$$\max\left\{\frac{<t_n>}{t_n^0}, \frac{t_s}{t_s^0}\right\} = 1$$

Avec :

- t_n^0 et t_s^0, les valeurs locales des contraintes maximales normale (résistance à la traction) et tangentielle (cohésion) imposées dans le modèle. Dans notre cas, elles sont égales à 1,22MPa et 2,8MPa respectivement ;
- $< t_n >$ et t_s, les valeurs locales sur le contact des contraintes normale et tangentielle. Le symbole <> est le crochet de Macaulay qui signifie qu'un déplacement purement compressif

(pénétration dans le contact) ou une contrainte en compression pure ne génèrent pas d'endommagement.

Pour compléter le modèle cohérent-frottant, une loi d'évolution de l'endommagement D de cohésion a du être définie. En se basant sur la courbe typique de comportement au cisaillement des carottes, la chute de contrainte après le pic a été trouvée linéaire avec un écart de 0,1mm entre le déplacement tangentiel au pic et le déplacement tangentiel au début de la phase résiduelle. Par conséquent, dans Abaqus, la loi d'évolution de l'endommagement a été prise de type déplacement linéaire en imposant un déplacement tangentiel de 0,1mm pour que la valeur de D passe de 0 à 1.

5.3.2 Contact acier-béton/roche

Le contact acier-béton/roche a été modélisé par un modèle frottant dans Abaqus. Un coefficient de frottement faible a été choisi : μ_a= 0,3. De plus, un modèle de comportement de type « Hard contact » a été utilisé afin que les matériaux du contact ne s'interpénètrent pas.

5.4 Chargements et conditions aux limites

Afin de reproduire au mieux les conditions de l'essai de cisaillement direct, les chargements dans le modèle ont été appliqués successivement en deux étapes : normale et tangentielle. Le chargement normal est appliqué en premier puis lorsque la valeur de consigne est atteinte, le chargement tangentiel a été ajouté.

5.4.1 Chargement normal

Le contact béton-roche a été chargé normalement en appliquant une pression de confinement sur la face supérieure du cadre d'acier avec une pression uniforme (Figure 5-9).

La pression de confinement appliquée tient compte du fait que la longueur de la face supérieure du cadre d'acier est plus grande que la longueur du contact.

La gravité n'ayant pas été prise en compte, les poids du bloc de béton et de l'acier n'ont pas été soustraits dans le calcul de la pression de confinement. Par conséquent la pression appliquée a été évaluée par la formule suivante :

$$\sigma_{sup} = \sigma_n \frac{L_c}{L_{sup}}$$

Avec :

- σ_n, la contrainte normale désirée à l'interface ;
- L_c =180mm, la longueur du contact ;
- L_{sup}=240mm, la longueur de la face supérieure du cadre d'acier.

La durée de l'étape de chargement normal doit être imposée dans Abaqus : c'est le temps nécessaire pour que la pression de confinement atteigne linéairement sa valeur maximale. Cette durée a été prise égale à 1s. Une étude de sensibilité sur le modèle a montré que la valeur de la durée imposée n'avait aucun effet sur le comportement au cisaillement de l'interface béton-roche.

5.4.2 Chargement tangentiel

Dès que la pression de confinement a atteint la valeur de consigne, une seconde étape de calcul correspondant au chargement tangentiel a été paramétrée.

Comme dans le cas réel de l'essai de cisaillement, le chargement tangentiel a été reproduit dans le modèle par un déplacement constant de la partie supérieure afin de créer un cisaillement à l'interface. Le déplacement tangentiel a été appliqué uniformément sur la face gauche du cadre d'acier supérieur (Figure 5-9). Un point de référence (RP1) a été créé. Ce point de référence est lié à la face gauche du cadre supérieur de sorte que les deux, point de référence et face d'appui, se déplacent de manière égale. Cette méthode permet d'obtenir directement au point de référence, l'effort tangentiel appliqué.

Pour cette étape de chargement, un déplacement tangentiel maximal et une durée de l'étape de chargement doivent être imposés dans le calcul. Or le rapport entre ces deux valeurs correspond à la vitesse de cisaillement. Un déplacement maximal de 2mm a été choisi pour ce calcul de sorte que cette valeur soit supérieure à la valeur de déplacement à la rupture des interfaces béton-roche testées. La durée de l'étape de chargement tangentiel a également été choisie égale à 1s. Le rapport entre le déplacement maximal imposé et la durée de l'étape de chargement donne une vitesse de cisaillement imposée de 120mm/min, bien supérieure à la vitesse de cisaillement imposée pendant les essais, 0,1mm/min. Mais une étude de sensibilité sur le modèle a montré que la valeur imposée pour la vitesse de cisaillement n'avait aucun effet sur le comportement au cisaillement de l'interface béton-roche.

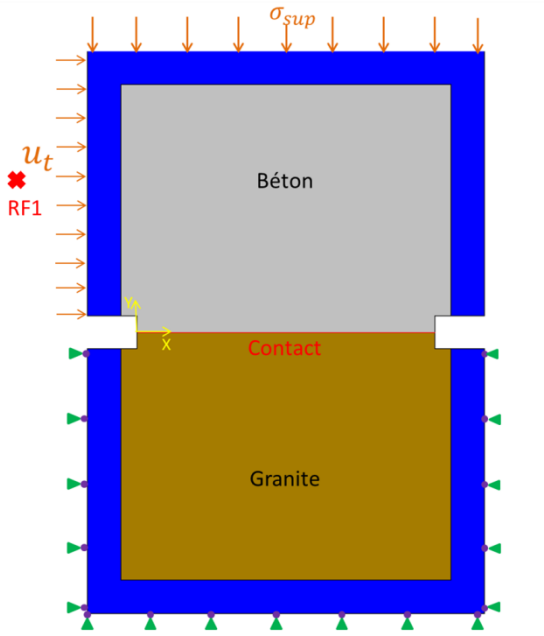


Figure 5-9 Chargements et conditions aux limites du modèle

5.4.3 Conditions aux limites

Les conditions aux limites ont été choisies les plus proches de la réalité. Comme indiqué sur la Figure 5-9, les conditions aux limites imposées ont été :

- la face inférieure de ma demi-boîte inférieure est bloquée pour tout déplacement normal ;

- les deux faces droite et gauche de cette demi-boîte sont bloquées de tout déplacement tangentiel.

5.5 Résultats

Les calculs ont été effectués pour les 6 interfaces béton-roche des éprouvettes testées sous une contrainte normale faible à l'échelle intermédiaire.

Les courbes de comportement au cisaillement des interfaces ont été tracées ainsi que la distribution des contraintes au niveau de chaque contact. Notons que les contraintes locales (normale et tangentielle) ont été calculées en s'appuyant sur les fonctions d'Abaqus « CPress » et « CShear ». Or ces dernières s'appuient sur la notation de la mécanique des sols : les valeurs négatives correspondent à la traction tandis que les valeurs positives correspondent à la compression.

L'analyse des distributions de contraintes locales nous a permis d'identifier les différents mécanismes de rupture qui interviennent à l'interface durant la procédure de cisaillement.

Dans la suite, un exemple de résultats du calcul numérique est décrit pour chaque comportement puis un résumé des autres résultats est présenté.

A) Comportement au cisaillement de type A : interface T4

L'interface T4 qui s'est avérée de type A, a été testée sous une contrainte normale de 0,6MPa. La Figure 5-10 montre la courbe de la contrainte tangentielle en fonction du déplacement tangentiel appliqué, obtenue numériquement. Les différentes lignes verticales pointillées correspondent à différents instants remarquables durant le calcul. On remarque que la rupture totale de l'éprouvette est intervenue à l'instant t3 sous 3MPa de contrainte tangentielle. Un petit pic est marqué à l'instant t1.

Afin d'identifier les modes de rupture à l'interface, plusieurs points sur le contact ont été étudiés (Figure 5-11). En chaque point, les contraintes normale et tangentielle locales ont été calculées ainsi que les contraintes principales.

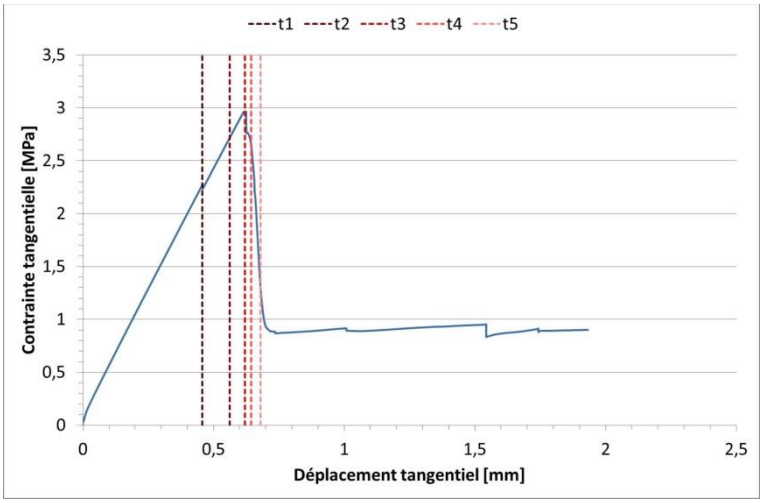


Figure 5-10 Comportement au cisaillement donné par le modèle numérique de l'interface T4

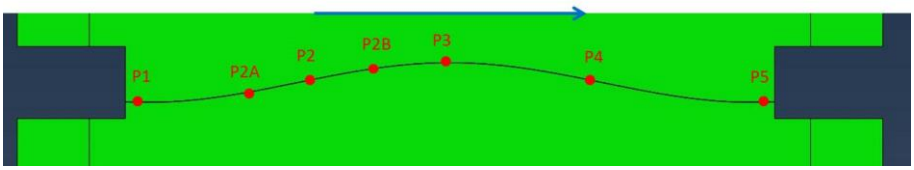


Figure 5-11 Position des points d'analyse sur le contact. La flèche bleue correspond à la direction de cisaillement

Les Figure 5-12-a à g montrent l'évolution des contraintes locales en fonction du déplacement tangentiel aux différents points d'analyse (Figure 5-11). Sur les figures:

- la courbe bleue correspond à la contrainte tangentielle globale appliquée à l'interface ;
- la courbe bordeaux correspond à la contrainte tangentielle (de cisaillement) locale ;
- la courbe verte correspond à la contrainte normale locale ;
- la droite violette correspond à la valeur de la cohésion du contact béton-granite imposée dans le modèle ;
- la droite bleu marine correspond à la valeur de la résistance à la traction du contact béton-roche.

Au point P1 (Figure 5-12-a), on remarque une chute des contraintes locales à l'instant t1 correspondant à l'instant du petit pic sur la courbe de comportement global. La courbe orange montre l'évolution de la contrainte principale maximale dans le béton. Or à cet instant, la valeur de la résistance à la traction du béton (3,75MPa) est atteinte. Par conséquent, une rupture en traction dans le béton s'est produite du côté de la poussée de l'interface, au point P1.

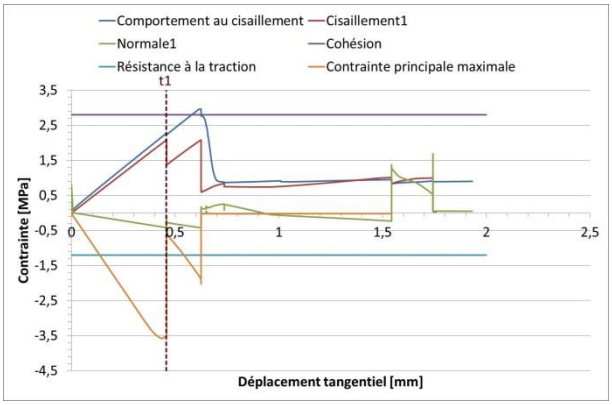
Au point P2A (Figure 5-12-b), la contrainte tangentielle locale atteint la valeur de la cohésion du contact (2,8MPa) à l'instant t2. La contrainte normale locale est alors nulle à cet instant donc le frottement n'intervient pas. Une décohésion due au cisaillement s'initialise en ce point à l'instant t2.

Au point P2 qui fait face à la direction de cisaillement (Figure 5-12-c), à l'instant t2, la contrainte tangentielle atteint également la valeur de la cohésion du contact. La décohésion a également eu lieu en ce point à l'instant t2 mais comme la contrainte normale de la compression est alors élevée en ce point, le frottement est intervenu. La courbe orange montre l'évolution de la résistance au frottement selon le modèle frottant ($\tau^f = \mu\sigma_n$). La rupture effective en ce point est intervenue à l'instant t5 lors de la rupture totale de l'interface, quand la valeur de la contrainte tangentielle appliquée atteint la valeur de la résistance au frottement.

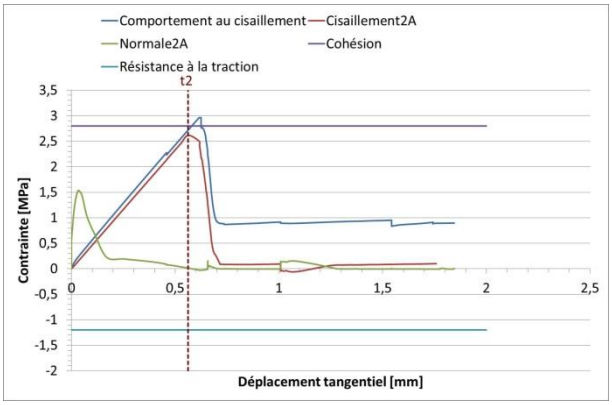
Au point P2B (Figure 5-12-d), la contrainte tangentielle locale atteint la valeur de la cohésion du contact (2,8MPa) à l'instant t3, instant du pic de contrainte. Même si la contrainte normale locale est de 0,5MPa à cet instant, le frottement n'intervient pas puisqu'une relaxation de la contrainte normale locale a eu lieu à ce moment-là du fait de la relaxation des contraintes appliquées à l'interface. La rupture par décohésion due au cisaillement a donc eu lieu en ce point à l'instant t3.

Au point P3 (Figure 5-12-e), la contrainte tangentielle locale atteint la valeur de la cohésion du contact (2,8MPa) à l'instant t3 qui est l'instant du pic de contrainte. La contrainte normale locale est en traction donc le frottement n'intervient pas. La rupture est donc intervenue par une décohésion due au cisaillement en ce point à l'instant t3. Le même comportement est observé au point P5 (Figure 5-12-g).

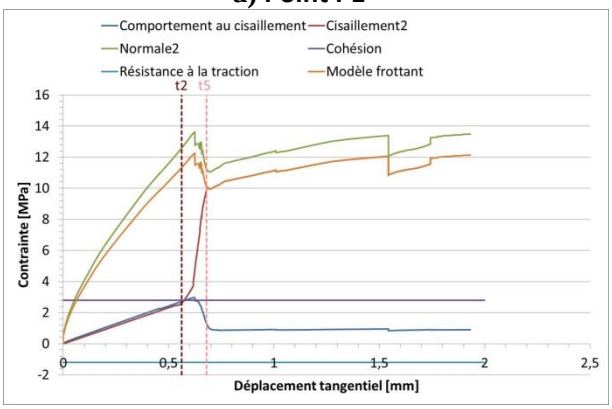
Au point P4 (Figure 5-12-f), la contrainte tangentielle locale atteint la valeur de la cohésion du contact (2,8MPa) à l'instant t4 juste après le pic de contrainte de cisaillement. La contrainte normale locale est en traction donc le frottement n'intervient pas. Une décohésion due au cisaillement a généré la rupture en ce point accompagnée par une relaxation de la contrainte tangentielle appliquée à l'interface.



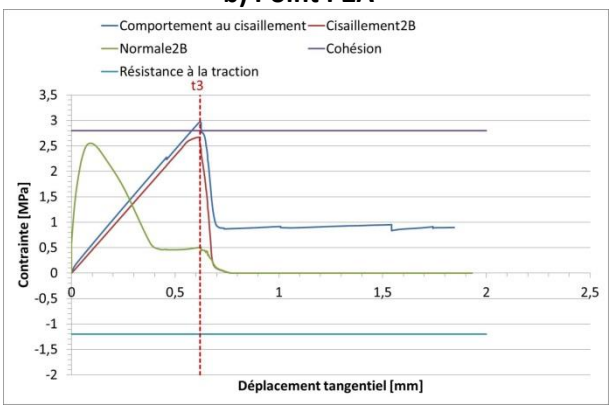
a) Point P1



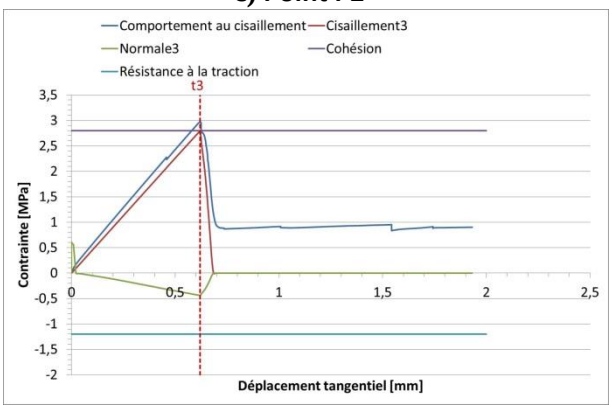
b) Point P2A



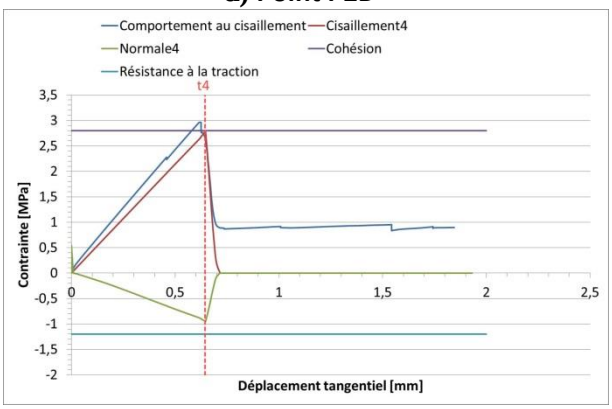
c) Point P2



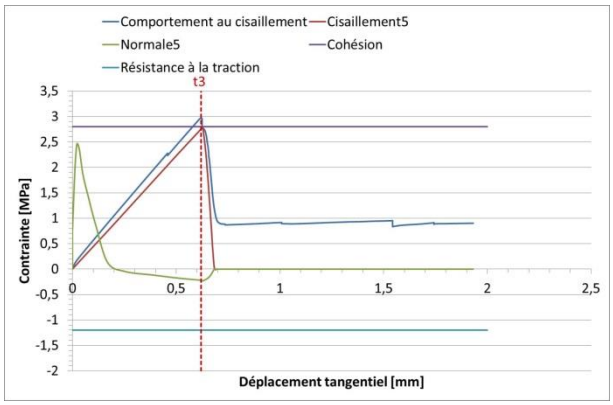
d) Point P2B



e) Point P3



f) Point P4



g) Point P5

Figure 5-12 Contraintes locales en fonction du déplacement tangentiel global aux différents points d'analyse

La Figure 5-13 montre la rupture progressive et les différents modes de ruptures intervenant à l'interface aux différents instants durant l'essai de cisaillement. Ainsi la rupture de l'interface béton-roche a débuté par une rupture en traction dans le béton du côté de la poussée. Cette rupture du béton est notée par un petit pic sur la courbe de contrainte tangentielle globale. Après la nouvelle répartition de la contrainte tangentielle sur l'interface, le contact béton-roche commence à perdre sa cohésion progressivement par cisaillement. La rupture fragile de l'interface béton-roche (chute de la contrainte tangentielle globale) intervient quand le contact au sommet de la crête atteint en cisaillement la limite de cohésion du contact. Par la suite un frottement s'initie sur la facette face à la direction du cisaillement lorsque la contrainte tangentielle de la facette située de l'autre côté (facette dans la direction de cisaillement) de la crête atteint également la cohésion du contact.

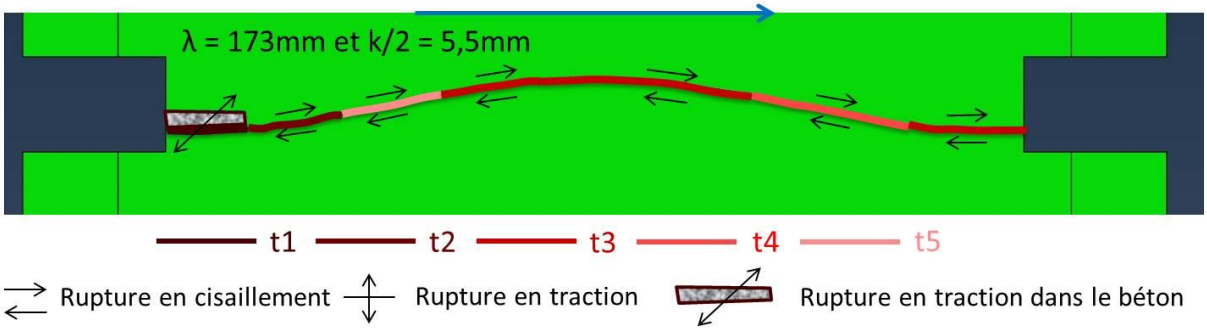


Figure 5-13 Les différents modes de rupture de l'interface T4 et les instants associés. La flèche bleue correspond à la direction de cisaillement

B) Comportement au cisaillement type B : interface T5

L'interface T5 qui s'est avérée de type B, a été testée sous une contrainte normale de 0,6MPa. La Figure 5-14 montre la courbe d'évolution de la contrainte tangentielle en fonction du déplacement tangentiel appliqué, obtenue numériquement. Les différentes lignes verticales en pointillés correspondent à différents instants remarquables durant le calcul. On remarque qu'un palier de contrainte est intervenu après l'instant t1 sous 2MPa de contrainte tangentielle suivi d'une rupture totale de l'interface après l'instant t5.

Afin d'identifier les modes de rupture sur l'interface, plusieurs points sur le contact ont été étudiés (Figure 5-15). En chaque point, les contraintes normale et tangentielle locales ont été calculées ainsi que les contraintes principales.

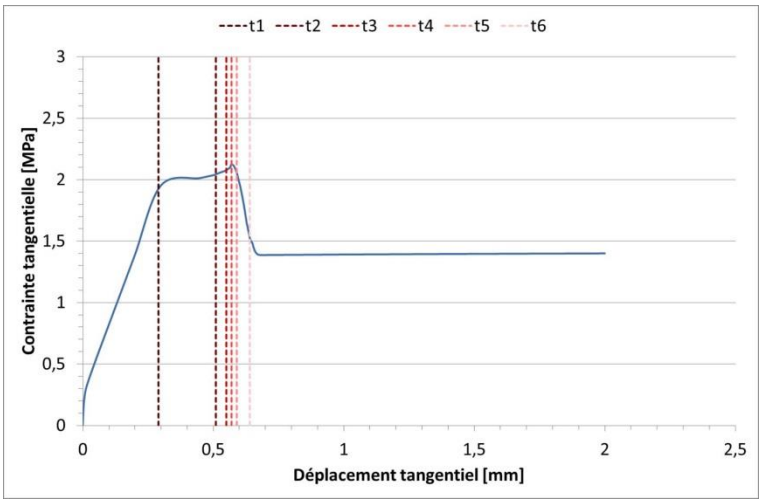


Figure 5-14 Comportement au cisaillement donné par le modèle numérique de l'interface T4

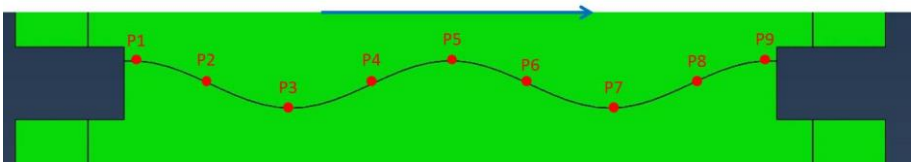


Figure 5-15 Position des points d'analyse sur le contact. La flèche bleue correspond à la direction de cisaillement

Les Figure 5-16-a à i montrent l'évolution des contraintes locales en fonction du déplacement tangentiel aux différents points d'analyse repérés sur la Figure 5-15. Sur les figures:

- la courbe bleue correspond à la contrainte tangentielle globale appliquée sur l'interface ;
- la courbe bordeaux correspond à la contrainte tangentielle (de cisaillement) locale ;
- la courbe verte correspond à la contrainte normale locale ;
- la droite violette montre la valeur de la cohésion imposée dans le modèle ;
- la droite bleu marine montre la valeur de la résistance à la traction du contact béton-roche.

Au point P1 (Figure 5-16-a), on remarque qu'à l'instant t2, la contrainte normale atteint en traction, la valeur de la résistance en traction du contact béton-roche d'où une décohésion du contact en traction en ce point à l'instant t2.

Aux points P2 (Figure 5-16-b) et P6 (Figure 5-16-f), sur les facettes dans la direction de cisaillement, à l'instant t1, la contrainte normale atteint également en traction la valeur de la résistance à la traction du contact béton-roche d'où une décohésion du contact en traction en ces deux points à l'instant t1. Après cette rupture locale, le palier de contrainte tangentielle globale intervient.

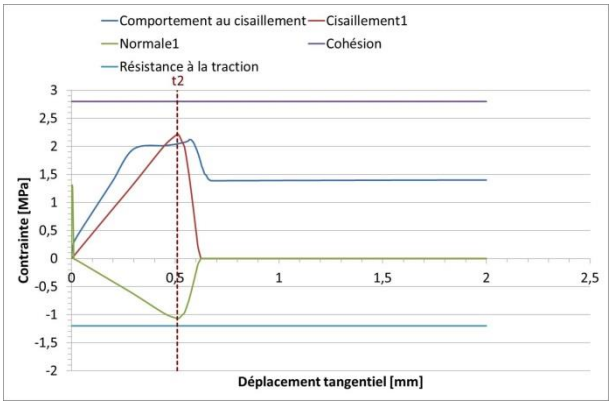
Au point P3 (Figure 5-16-c), la contrainte tangentielle locale atteint la valeur de la cohésion (2,8MPa) à l'instant t3. La contrainte normale locale est en traction donc le frottement n'intervient pas. Une décohésion due au cisaillement est intervenue en ce point. Le même comportement est observé au point P5 (Figure 5-16-e).

Au point P4 qui fait face à la direction de cisaillement (Figure 5-16-d), à l'instant t3, la contrainte tangentielle atteint la valeur de la cohésion. Une décohésion est initiée à cet instant mais la contrainte normale de compression étant élevée à ce point, le comportement frottant a pris le relais. La courbe orange montre l'évolution de la résistance au frottement selon le modèle frottant ($\tau^f = \mu\sigma_n$). La rupture au point P4 est intervenue à l'instant t6, après la rupture totale de l'interface,

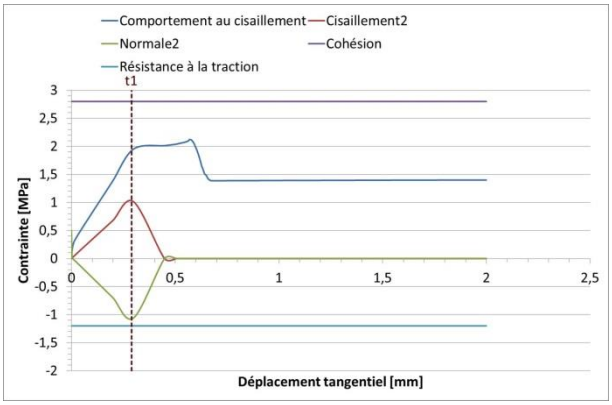
quand la valeur de la contrainte tangentielle locale atteint la valeur de la résistance au frottement. Le même comportement est observé au point P8 (Figure 5-16-h).

Au point P7 (Figure 5-16-g), la contrainte tangentielle locale atteint la valeur de la cohésion (2,8MPa) à l'instant t4. La contrainte normale locale est en traction donc le frottement n'intervient pas. Une décohésion due au cisaillement est intervenue en ce point à l'instant t4.

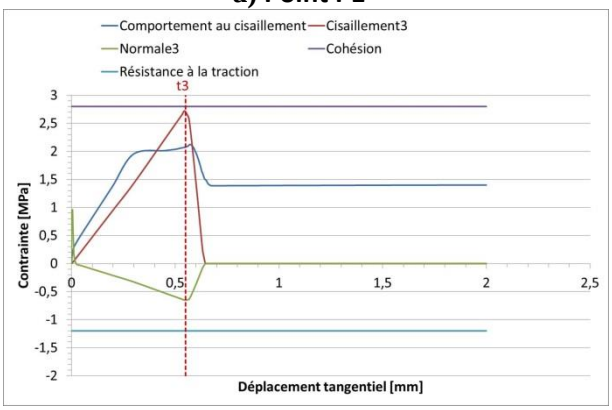
Au point P9 (Figure 5-16-i), la contrainte tangentielle locale atteint la valeur de la cohésion (2,8MPa) à l'instant t5, instant de la rupture totale de l'interface. La contrainte normale locale est en traction donc le frottement n'intervient pas. Une décohésion due au cisaillement est intervenue en ce point à l'instant t5.



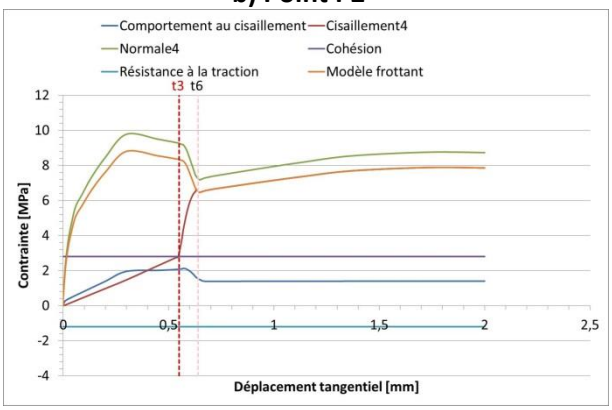
a) Point P1



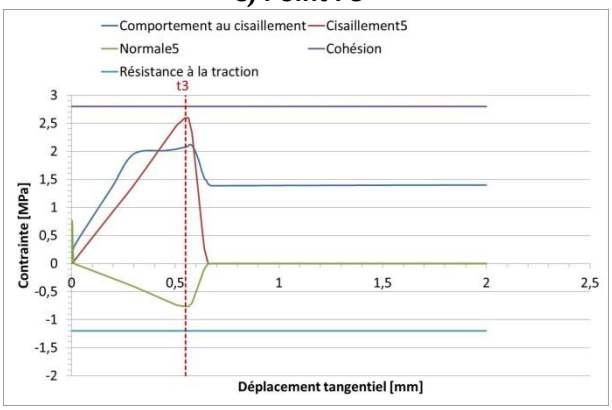
b) Point P2



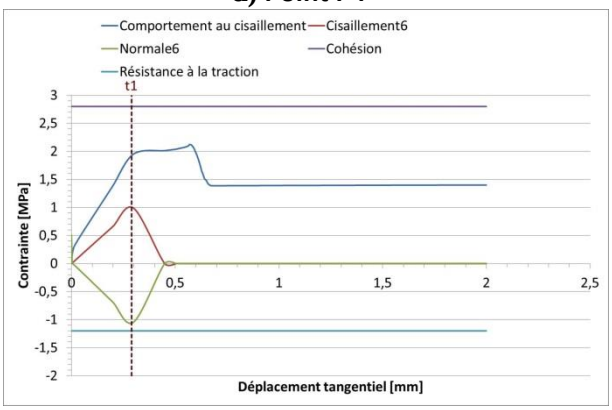
c) Point P3



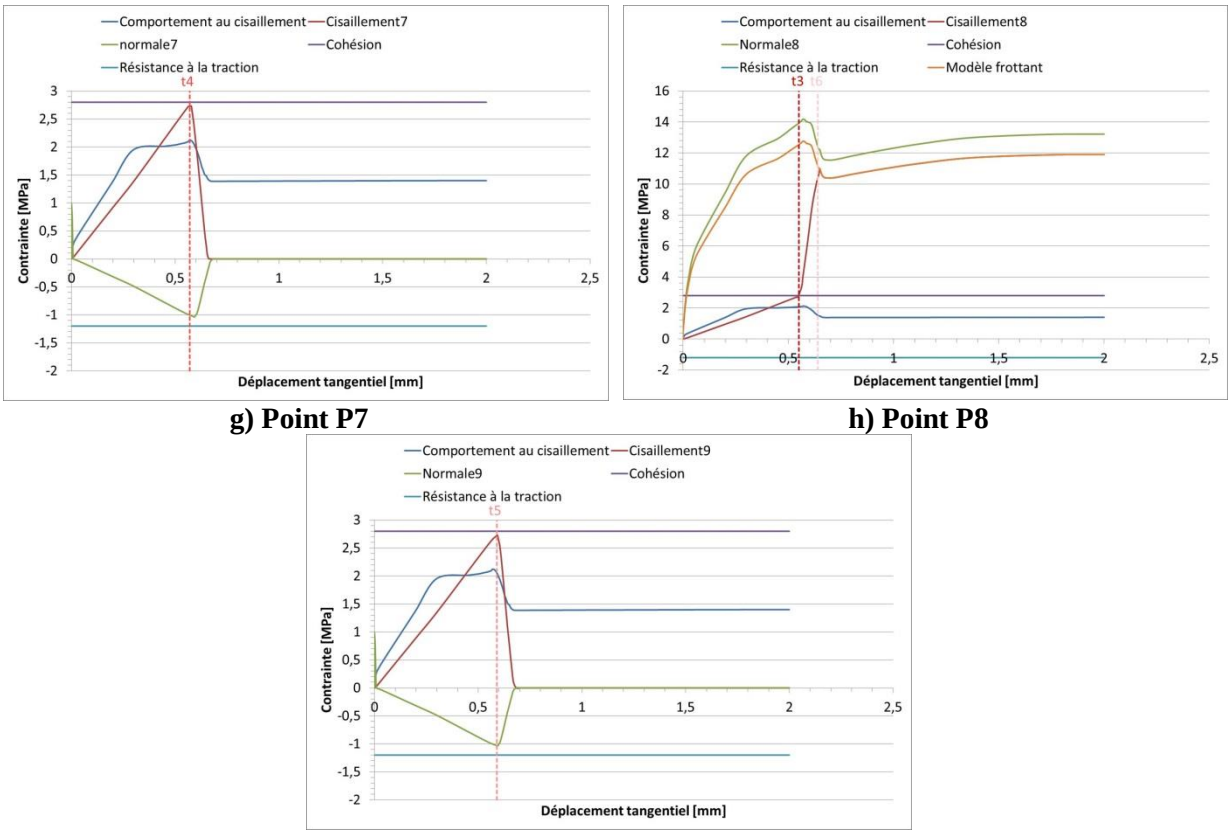
d) Point P4



e) Point P5



f) Point P6



g) Point P7 **h) Point P8**

i) Point P9

Figure 5-16 Contraintes locales en fonction du déplacement tangentiel global aux différents points d'analyse

La Figure 5-17 montre la rupture progressive et les différents modes de ruptures intervenant à l'interface durant l'essai de cisaillement. La rupture de l'interface débute par une décohésion du contact du fait de la traction sur les deux facettes dans la direction de cisaillement. Après la rupture en traction du contact de ces deux facettes, un palier en contrainte tangentielle intervient sur la courbe de comportement au cisaillement global de l'interface. Ce palier se termine avec la rupture en traction de la cohésion du contact du côté de la poussée. Puis des ruptures successives en cisaillement interviennent sur le contact de côté de poussée vers l'autre côté.

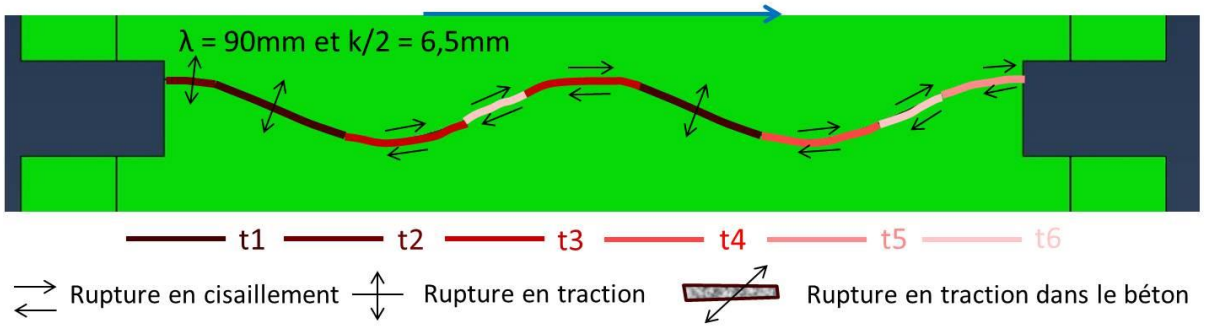


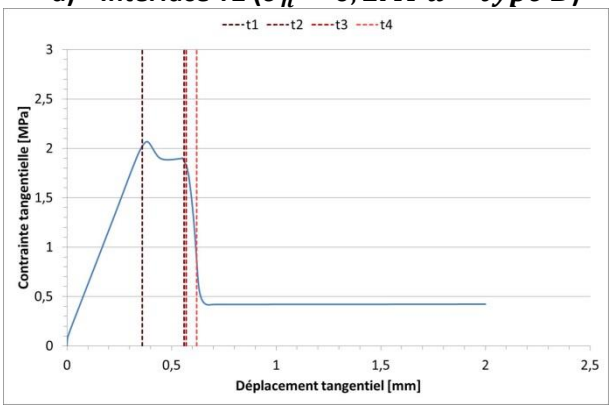
Figure 5-17 Position des différents modes de rupture de l'interface T5 et les instants associés. La flèche bleue correspond à la direction de cisaillement

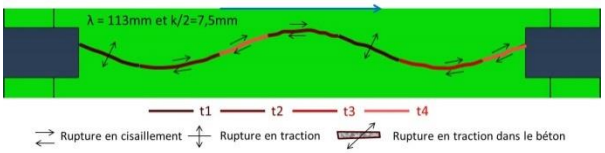
Les Figure 5-18-a à f résument les résultats de l'analyse numérique pour les 6 autres interfaces testées : les courbes des contraintes tangentielles et les schémas montrant les différents modes de la rupture de l'interface sont présentés. Ces figures montrent la ressemblance des modes des ruptures des interfaces béton-roche ayant le même type de comportement (A ou B) malgré la différence des contraintes normales appliquées et des valeurs de longueur d'onde au contact.

Pour le comportement de type B (Figure 1-2-a, b et c), la rupture s'initialise par une décohésion en traction du contact sur les facettes dans la direction de cisaillement. Cette initialisation est suivie d'un palier de contrainte tangentielle qui se termine avec la rupture en traction de la cohésion du contact du côté de la poussée suivi d'une décohésion progressive en cisaillement du contact.

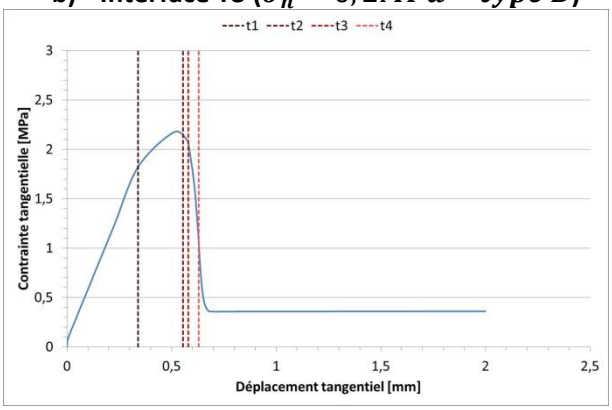
Pour le comportement de type A (Figure 1-2-d, e et f), la rupture s'initialise par une rupture en traction dans le béton du côté de la poussée qui se traduit par un petit pic sur la courbe de contrainte tangentielle. Suite à cette étape, la contrainte tangentielle se redistribue au contact et génère une décohésion par cisaillement progressive du contact béton-roche jusqu'à la rupture totale de l'interface.

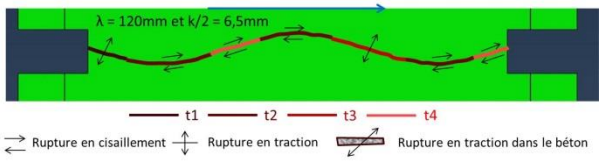
a) Interface T2 ($\sigma_n = 0,2MPa - type\ B$)



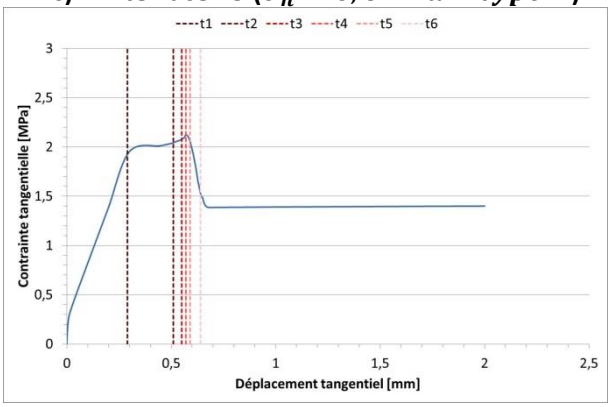


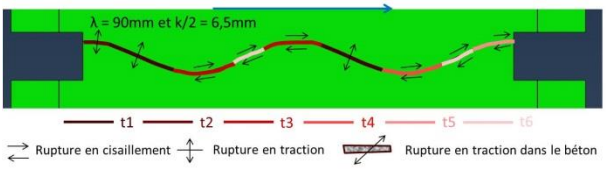
b) Interface T3 ($\sigma_n = 0,2MPa - type\ B$)



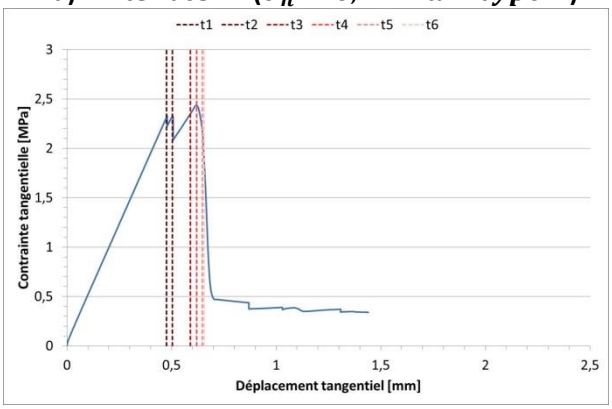


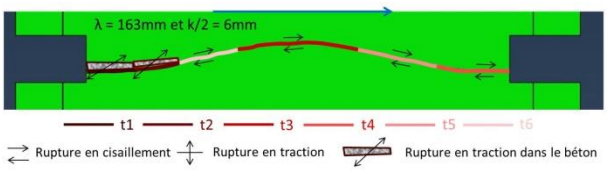
c) Interface T5 ($\sigma_n = 0,6MPa - type\ B$)



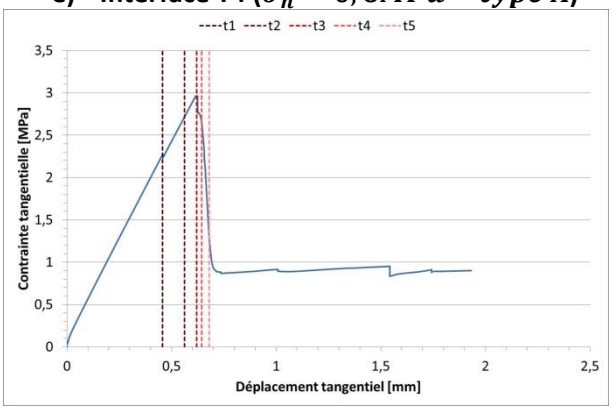


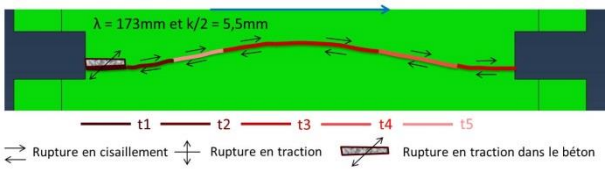
d) Interface T1 ($\sigma_n = 0,2MPa - type\ A$)



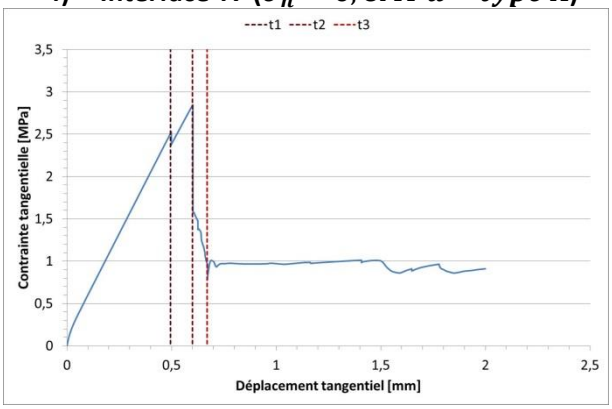


e) Interface T4 ($\sigma_n = 0,6MPa - type\ A$)





f) Interface T7 ($\sigma_n = 0,6MPa - type\ A$)



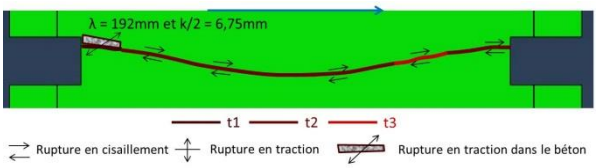


Figure 5-18 Résumé des résultats de la modélisation numérique sur les 6 interfaces testées : courbe de comportement au cisaillement et schéma de rupture progressive du contact

5.6 Analyse des résultats

La Figure 5-19 compare les résultats expérimentaux avec les résultats de l'étude numérique dans la gamme des contraintes normales faibles ($\sigma_n \leq 0{,}6MPa$). Les valeurs de résistance de pic obtenues dans les deux cas sont présentées en fonction des contraintes normales. La figure montre que l'étude numérique, comme l'étude expérimentale, distingue les deux comportements A et B : les valeurs obtenues numériquement pour les interfaces de type A (carrés bordeaux) sont plus élevées que celles obtenues pour les interfaces de type B (carrés violets). La proximité des résultats semble indiquer que les mécanismes de rupture identifiés numériquement sont représentatifs de ceux intervenant expérimentalement.

Concernant la résistance de pic des interfaces de type A, les valeurs obtenues expérimentalement (losanges bleus) comme numériquement (carrés bordeaux), dans cette gamme de contraintes normales, montrent que la résistance augmente avec la contrainte normale appliquée. Sous 0,2MPa, la résistance évaluée par le modèle numérique est très proche de celle obtenue par l'étude expérimentale tandis que sous 0,6MPa, l'étude numérique sous-estime de 20% la résistance de l'interface béton-roche de type A.

Concernant la résistance de pic des interfaces de type B, les valeurs obtenues expérimentalement (losanges verts) aussi bien que numériquement (carrés violets), dans cette gamme de contraintes normales faibles, n'indiquent pas une augmentation de la résistance avec la valeur de la contrainte normale appliquée. Le faible nombre de contraintes normales testées (2) ne permet cependant pas de conclure sur une tendance.

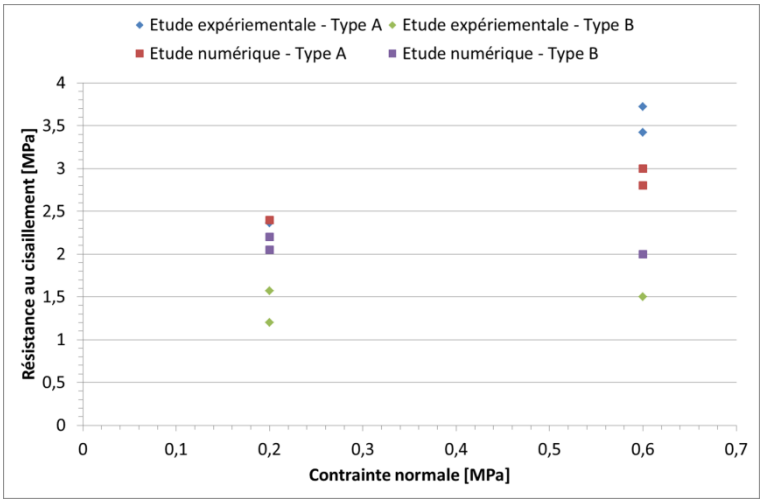


Figure 5-19 Résistance de pic des interfaces béton-roche évaluée expérimentalement et numériquement en fonction de la contrainte normale

Par ailleurs, la Figure 5-20 montre la relation entre la résistance de pic obtenue numériquement sur les interfaces et l'angle d'inclinaison des facettes dans la direction du cisaillement. Cet angle θ a été calculé par la relation suivante :

$$\theta = \arctan(2k/\lambda)$$

Les interfaces de type A ont un angle d'inclinaison inférieur à celui des interfaces de type B, ce qui paraît logique puisque la longueur d'onde est plus importante pour les interfaces de type A avec le même ordre de grandeur sur l'amplitude. De plus la figure montre encore que pour les interfaces de type B, avec les interfaces T2 et T3 testées à la même contrainte normale, la résistance diminue avec l'augmentation de l'angle d'inclinaison des facettes. Les interfaces de type A présentent toutes une inclinaison de même ordre de grandeur.

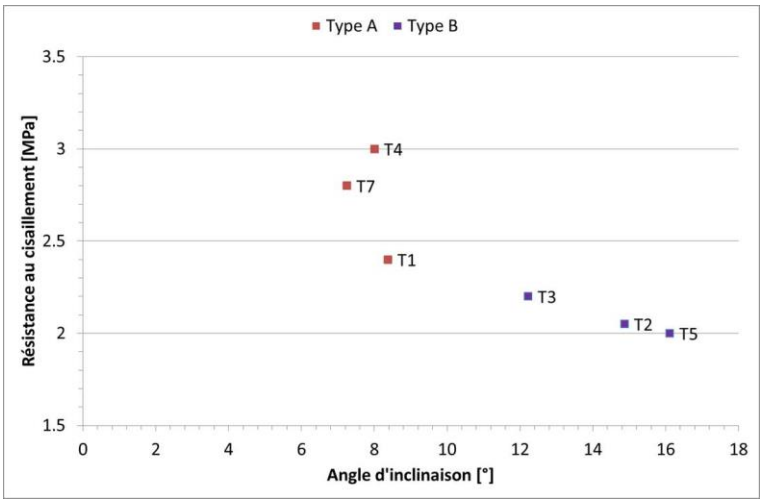


Figure 5-20 Résistance au cisaillement des interfaces de type A ou B selon l'angle d'inclinaison des facettes dans la direction de cisaillement

5.7 Discussion

Les résultats numériques montrent que la rupture de l'interface béton-roche à l'échelle intermédiaire se fait de manière progressive par cisaillement du contact.

Pour le comportement de type A, l'initiation de la rupture se fait en traction dans le béton du côté de la poussée. Cette rupture du béton a effectivement été observée expérimentalement pour les interfaces de type A (Annexe D). Les observations des états de contraintes sur le contact montrent que la rupture du contact est favorisée, principalement, par le cisaillement de la cohésion le long du contact béton-roche. Il semble que la rupture en frottement du contact sur la facette qui face à la direction de cisaillement, et qui intervient après la rupture totale de la cohésion, correspond au deuxième petit pic de contrainte observé expérimentalement sur la courbe de comportement au cisaillement de type A (§4.3.1) après la rupture fragile de l'interface béton-roche.

Pour le comportement au cisaillement de type B, la rupture du contact est initiée par l'ouverture en traction de l'adhésion entre le béton et le granite. Plus particulièrement, les 3 interfaces testées montrent que la rupture s'initialise par une ouverture en traction du contact béton-roche sur les facettes dans la direction de cisaillement. Après ces premières ruptures locales, les efforts tangentiels appliqués sur l'interface se stabilisent dans un palier de charge. C'est la rupture du contact au niveau de la poussée qui met fin à ce palier. Alors la rupture se propage progressivement en cisaillant la cohésion jusqu'à une rupture totale de l'interface béton-roche. Ce palier et cette rupture progressive pourraient justifier le comportement radoucissant post-pic observé expérimentalement.

Par ailleurs la résistance au cisaillement sous contraintes normales faibles des interfaces béton-roche de type B, obtenues numériquement et expérimentalement, est montrée dépendante de l'angle d'inclinaison des facettes dans la direction de cisaillement. Si l'angle d'inclinaison θ est élevé, l'effort local de traction, du fait de l'effort tangentiel appliqué selon le plan moyen de l'interface, est important sur ces facettes et augmente jusqu'à atteindre la limite en traction du contact. Si cet angle diminue, l'effort local de traction est moins important sur ces facettes et atteint la limite en traction du contact sous un effort tangentiel global plus important d'où une valeur plus élevée de la résistance au cisaillement.

En conclusion, les contacts de types A présentant des angles d'inclinaison moins importants, il est suggéré l'existence d'un angle d'inclinaison limite θ_{lim} pour lequel :

- si θ est au-dessus de cette limite, la rupture en traction est favorisée et donc l'interface béton-roche se comporte en cisaillement de type B ;
- si θ est au-dessous de cette limite, le contact est moins sollicité en traction et l'interface béton-roche se comporte en cisaillement de type A.

Le modèle numérique 2D a surestimé la valeur de la résistance des interfaces de type B. La caractérisation des ondulations des surfaces rocheuses a montré que la direction principale pour le type B est inclinée par rapport à la direction de cisaillement (§4.3.4.4). Cet aspect morphologique n'est pas pris en compte dans un modèle 2D. Or dans ce cas, il a été démontré (Khosravi et al. 2013) que la résistance au cisaillement est plus faible.

Grace au modèle numérique, sur la base d'une caractérisation spécifique de la morphologie de la surface rocheuse, de la résistance en traction du contact et de la résistance évaluée sur interfaces carottées, il a été possible d'étudier les deux comportements au cisaillement, A et B, obtenus en cisaillant des interfaces béton-roche à l'échelle intermédiaire. L'étude numérique a validé les observations dégagées lors de l'étude expérimentale à cette échelle : le comportement au cisaillement sous contrainte normale faible de l'interface béton-roche dépend de la longueur d'onde caractéristique de la surface rocheuse du contact béton-roche et plus précisément de l'angle d'inclinaison caractéristique θ (angle d'inclinaison des facettes dans la direction de cisaillement).

Les résultats de la modélisation numérique tendent à valider le choix de la résistance des essais de cisaillement à petite échelle sur carotte comme résistance de base du contact béton-roche c'est-à-dire celle tenant compte de la microrugosité. L'échelle intermédiaire amène à distinguer deux morphologies de la surface rocheuse et évaluer les résistances correspondantes. Considérant ces deux morphologies représentatives des surfaces de granite testées, une évaluation de la résistance à grande échelle est proposée dans la section suivante.

Notons également que nous avons étudié numériquement le comportement au cisaillement de l'interface béton-roche sous une contrainte normale de 1MPa même si la morphologie ne permet pas de discrétiser le cisaillement de type A ou B sous cette contrainte normale élevée. La modélisation numérique n'a pas permis de reproduire les comportements observés expérimentalement. Cette observation démontre que sous une contrainte normale élevée, il y a des facteurs autres que l'ondulation de la surface rocheuse qui affectent le comportement au cisaillement de l'interface béton-roche. Un de ces facteurs pourrait être l'inclinaison de la direction principale de l'ondulation (§4.3.4.4).

5.8 Modèle analytique du passage de l'échelle intermédiaire à la grande échelle

D'un côté, l'échelle intermédiaire semble correspondre à la dimension élémentaire représentative des principales spécificités de la morphologie rocheuse du contact étudié. D'un autre côté, la résistance au cisaillement à grande échelle semble être dépendante d'aspects morphologiques locaux de la surface rocheuse et présente une valeur intermédiaire aux valeurs évaluées à l'échelle intermédiaire. Par conséquent, connaissant la résistance au cisaillement à l'échelle intermédiaire

pour les deux comportements-type A et B, il est proposé une méthode d'évaluation de la résistance au cisaillement à l'échelle métrique. On peut également noter que le cisaillement à grande échelle a globalement conduit à une surface de rupture au niveau de la surface de contact.

Lo et al. (1990 et 1991) ont évalué la résistance au cisaillement de l'interface béton-roche comme la somme des résistances au cisaillement de la partie liée et des résistances au cisaillement de la partie non liée du contact. Pour cela, ils se sont basés sur les critères de rupture de Coulomb et de Patton en introduisant le paramètre γ, qui est le rapport des surfaces du contact non lié sur la surface totale du contact (§1.3.3).

En se basant sur ce principe, nous avons supposé que la résistance au cisaillement de l'interface béton-roche à grande échelle peut être évaluée analytiquement de la manière suivante :

$$\tau_p = \Omega * \tau_A + (1 - \Omega) * \tau_B$$

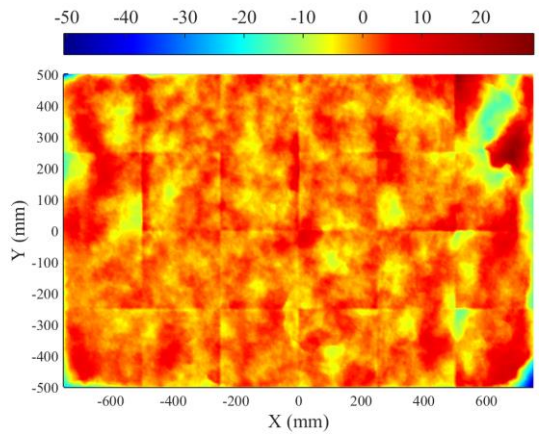
Avec :

- Ω, la proportion des surfaces élémentaires qui présentent un comportement de type A par rapport à la grande surface ;
- τ_A, la résistance au cisaillement de l'interface béton-roche de comportement A ;
- τ_B, la résistance au cisaillement de l'interface béton-roche de comportement B.

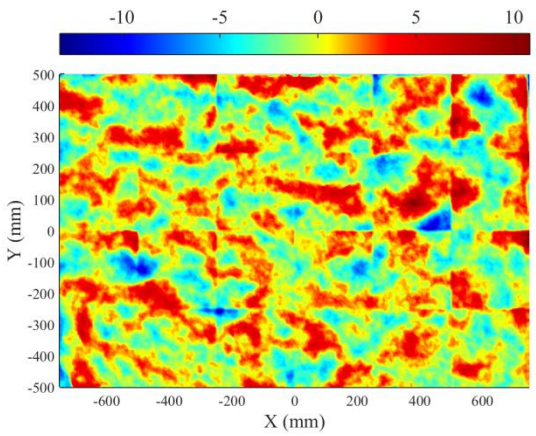
Pour calculer Ω, la surface à grande échelle a été décomposée en des petites fenêtres chacune de dimensions 250mm x 250mm et qui sont donc de l'ordre de grandeur de l'échelle intermédiaire. Pour chaque fenêtre, la topographie de la surface élémentaire a été représentée par rapport à son plan moyen propre calculé par la méthode des moindres carrés.

Ensuite et sur chaque fenêtre, le calcul de la longueur d'onde principale a été effectué selon la méthode décrite au paragraphe §4.3.4 afin d'identifier si la fenêtre correspond à un comportement de type A ou B. De cette manière, le facteur Ω a été évalué.

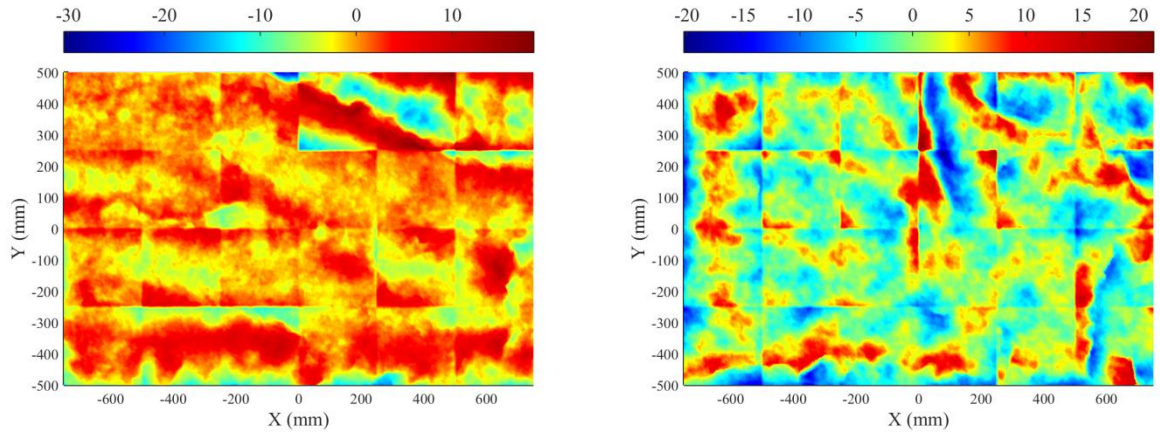
Cette démarche a été appliquée sur les quatre surfaces des éprouvettes I7, I2, I8 et I9 qui ont été testées sous des contraintes normales inférieures ou égales à 0,6MPa. Les Figure 5-21-a à d montrent la décomposition faite sur les quatre surfaces rocheuses. Au total, 24 surfaces élémentaires ont été obtenues pour chaque surface.



(a) Eprouvette I7



(b) Eprouvette I2



(c) Eprouvette I8 **(d) Eprouvette I9**

Figure 5-21 Surface rocheuse des grandes éprouvettes discrétisées chacune en 24 fenêtres de 250mm x 250mm

Le Tableau 5-5 présente les résultats de cette étude analytique. Le facteur Ω évalué sur les quatre surfaces montre que la plupart des fenêtres décomposées présentent une surface élémentaire contribuant à un comportement au cisaillement de type B (1- Ω est de l'ordre de 70%) ce qui justifie que l'enveloppe linéaire à grande échelle est plus proche de l'enveloppe linéaire de type B à l'échelle intermédiaire (Figure 4-79).

Le modèle analytique proposé donne une bonne corrélation avec les résultats expérimentaux pour les trois interfaces étudiées I7, I2 et I9 selon les écarts relatifs entre les résultats analytiques et les résultats expérimentaux: ce dernier est quasiment nul pour l'interface I7 et de l'ordre de 14% pour les deux interfaces I2 et I9. Cela paraît acceptable et confirme l'hypothèse que la résistance au cisaillement à grande échelle n'est pas homogène mais dépend de résistance au cisaillement locale liée à la morphologie de la surface rocheuse.

Par contre, l'écart-type évalué sur l'interface I8 est élevé (28,40%). Nous rappelons ici que le bloc rocheux de l'interface I8 était de mauvaise qualité et que la rupture s'est principalement faite au sein d'altérations surfaciques. Ce n'est donc pas le contact béton-granite qui a été cisaillé dans ce cas. De plus cela justifie le fait que la méthode analytique donne une valeur plus élevée que le résultat expérimental.

Surface	σ_n (MPa)	τ_p expérimentale (MPa)	Ω	τ_A (MPa)	τ_B (MPa)	τ_p analytique (MPa)	Ecart relatif (%)
I7	0,6	2,2	0,29	3,40	1,64	2,15	2,30
I2	0,6	1,8	0,25	3,40	1,64	2,08	14,43
I8	0,4	1,48	0,333	2,94	1,49	1,97	28,40
I9	0,2	1,45	0,29	2,47	1,34	1,67	14,10

Tableau 5-5 Résultats de l'étude analytique permettant le passage de l'échelle intermédiaire à la grande échelle

Conclusions générales et perspectives

La justification de la stabilité d'un barrage-poids existant sur une fondation rocheuse nécessite notamment une bonne connaissance du comportement au cisaillement de l'interface béton-roche. L'évaluation de la résistance au cisaillement de cette interface est donc un des points nécessaires pour étudier la stabilité de ce type d'ouvrage hydraulique. C'est malheureusement un des paramètres les plus difficiles à appréhender, en particulier parce que l'accès physique à cet interface est très difficile et est en général limité à quelques sondages carottés de plus ou moins bonne qualité. Le travail de cette thèse a cherché à étudier le comportement au cisaillement de l'interface entre béton et roche (granite). L'objectif principal était d'identifier l'effet d'échelle sur la résistance au cisaillement de l'interface béton-roche en intégrant l'effet de la morphologie de la surface rocheuse et de l'adhésion initiale au contact.

Les travaux effectués durant cette thèse se décomposent en trois parties principales. Une revue de la littérature a été effectuée dans une première partie afin de cerner la problématique du comportement au cisaillement de l'interface béton-roche et d'orienter les travaux de cette thèse sur la base des données existantes. Une deuxième partie a été consacrée à une étude expérimentale visant à caractériser le comportement au cisaillement des interfaces béton-roche à différentes échelles, de l'échelle d'une carotte vers l'échelle métrique. Des essais additionnels ont été réalisés pour identifier les caractéristiques mécaniques des matériaux du contact béton-roche et caractériser l'adhésion initiale due au coulage du béton sur la roche. Cette étude expérimentale a été la base du développement, dans la troisième partie de ce travail, d'un modèle numérique pour reproduire le comportement au cisaillement à l'échelle intermédiaire, ainsi qu'un modèle analytique permettant d'évaluer la résistance au cisaillement à l'échelle métrique pour cette interface et dans la gamme de contraintes testées.

L'étude bibliographie a mis en évidence que la majorité des pratiques internationales exprime la résistance au cisaillement de l'interface béton-roche par le critère de Mohr-Coulomb. Par manque de connaissances et du fait des grandes incertitudes liées à l'évaluation de la résistance au cisaillement de l'interface béton-roche, ces pratiques ont recours à une estimation sécuritaire de la résistance au cisaillement en prenant généralement une cohésion nulle. Par ailleurs, les études expérimentales antérieures ont montré l'effet combiné de la morphologie de la surface rocheuse, des caractéristiques des matériaux du contact, de la contrainte normale appliquée et de l'adhésion initiale entre le béton et la roche sur la résistance au cisaillement de l'interface béton-roche. L'effet d'échelle sur la résistance au cisaillement de l'interface béton-roche n'a pas encore été étudié : il a été abordé dans le cadre d'interfaces roche-roche et jusqu'à une taille limitée, souvent inférieure au mètre. Enfin les modèles de comportement en cisaillement des interfaces roche-roche existants n'intègrent pas simultanément la morphologie de la surface rocheuse et l'adhésion entre les deux épontes d'une discontinuité. Ils sont difficilement transposables ainsi à une interface béton-roche.

Pour étudier le comportement au cisaillement d'une interface béton-roche, il a donc été choisi d'effectuer une campagne d'essais de cisaillement direct sur des éprouvettes conçues dans des conditions expérimentales de laboratoire sur une même interface béton-roche (granite) à trois échelles différentes (petite : carotte de diamètre 80mm, intermédiaire : carrée de 180 x 180 mm², grande : rectangulaire de 1500 x 1000 mm², ce qui est une échelle d'essai inédite). Les conditions

d'essais ont été choisies pour être au mieux représentatives des conditions réelles à la base d'un plot d'un barrage-poids (vitesse de cisaillement limitée, essai à contrainte normale constante, gamme de contraintes normales entre 0,2MPa et 1MPa).
Préalablement aux essais, le contact béton-roche a été caractérisé. Ainsi les caractéristiques mécaniques du béton et roche, la morphologie de la surface rocheuse et l'adhésion initiale entre le béton et la roche ont été déterminées. Les essais de compression directe et de traction indirecte (essais de fendage) sur la roche et le béton ont montré une homogénéité de la roche et du béton, quelle que soit la période de coulage. D'un autre côté, afin de caractériser la morphologie de la surface rocheuse, l'appareil ATOS *Compact Scan* basé sur la technique de stéréocorrélation d'images avec projection de lumière texturée a été utilisé. Il a permis de mesurer en 3D la topographie des différentes surfaces rocheuses testées avec précision et résolution. L'adhésion initiale entre le béton et le granite a également été caractérisée en effectuant des essais de traction directe en différentes positions d'un même contact béton-granite. Les résultats ont montré que la résistance en traction directe au contact entre le béton et le granite est homogène sur la surface du contact et que la valeur moyenne (1,22MPa) n'est pas négligeable par rapport à la résistance en traction indirecte du béton (3,75MPa). La résistance à la traction du contact béton-roche est de plus montrée indépendante de la morphologie de la surface rocheuse mais est liée aux caractéristiques du béton du contact, en particulier de sa partie fine. Des essais de cisaillement sur le contact béton-granite lisse non lié ont permis de donner une évaluation de l'angle de frottement de base entre les deux matériaux (30°).

A petite échelle, des essais de cisaillement du contact-béton sur des carottes prélevées d'un même contact selon la procédure habituellement utilisée dans le domaine de l'ingénierie pour évaluer la résistance au cisaillement à la base d'un barrage ont été réalisés. Les résultats sur la résistance au cisaillement à cette échelle montrent une forte dispersion des valeurs trouvées. Cette dispersion semble dépendre des conditions de réalisation des essais de cisaillement direct sur des carottes et, plus précisément, de la position du plan moyen du contact par rapport au plan de cisaillement de la boîte de cisaillement. Une attention particulière doit donc être prise, lors de la préparation des éprouvettes carottées, pour placer le plan moyen du contact dans le plan de cisaillement de la boîte afin de réduire la dispersion des résultats. Par ailleurs les valeurs évaluées sont indépendantes des spécificités de la morphologie de la surface rocheuse des contacts testés. Ainsi, par des essais de cisaillement à cette échelle, la résistance au cisaillement obtenue paraît être représentative de la rugosité secondaire (micro-rugosité) de la surface rocheuse du contact.

Les essais de cisaillement à l'échelle intermédiaire ont été réalisés sur des éprouvettes parallélépipédiques. Les résultats ont montré que, en cisaillement à cette échelle, les interfaces béton-roche se comportent de deux manières différentes, nommées A et B. Même si les deux comportements montrent une rupture fragile du contact, le comportement de type B possède une résistance au cisaillement moins importante et présente une phase de radoucissement qui suit la rupture fragile. Il a de plus été identifié que ces deux comportements, sous une contrainte normale faible (≤0,6MPa), correspondent à deux morphologies différentes de la surface rocheuse et plus précisément, à des ondulations principales de différentes longueurs d'ondes. Un outil objectif de description de la morphologie de la surface rocheuse basé sur une décomposition en fonctions sinusoïdales a été développé et a permis de décrire l'ondulation principale de la morphologie de la surface rocheuse propre à chacun des deux comportements A et B. Le comportement de type A se

caractérise par une géométrie hors plan moyen ayant une longueur d'onde principale de l'ordre de la taille de l'éprouvette (±10%). Pour le comportement de type B, la longueur d'onde est comprise entre la moitié et les deux tiers de la taille de l'éprouvette. En conclusion sur les essais de cisaillement à cette échelle, la résistance au cisaillement obtenue paraît être représentative des spécificités de la rugosité primaire de la surface rocheuse du contact.

En ce qui concerne les essais de cisaillement à l'échelle métrique, trois instrumentations différentes (jauge de déformation, fibre optique et émission acoustique) ont été mises en place sur les éprouvettes et nous ont permis de suivre la rupture des interfaces testées, l'ouverture et la propagation des fissures. Les résultats ont montré qu'il existe une valeur non négligeable de la cohésion. Par ailleurs à cette échelle, il a été constaté qu'une morphologie marquée de la surface rocheuse contribue plutôt à une augmentation de la valeur de la résistance. Enfin la résistance est fortement sensible à l'adhésion du contact béton-roche : lorsque la surface rocheuse du contact est de mauvaise qualité ou que l'adhésion a pu être endommagée par un chargement préalable, il a été observé une diminution significative de la valeur de la résistance.

Les résultats des essais de cisaillement aux trois échelles indiquant des valeurs linéairement croissantes avec la contrainte normale appliquée, ont été représentés par le critère linéaire de Coulomb même si pour un contact béton-roche, la notion d'angle de frottement est à discuter. Il a ainsi été constaté un effet d'échelle positif sur l'angle de frottement et un effet d'échelle négatif sur la cohésion. Cet effet d'échelle ne peut s'expliquer par le seul effet d'échelle de la morphologie de la surface rocheuse elle-même car le rôle de la morphologie de la surface rocheuse sur la résistance au cisaillement diffère selon l'échelle d'étude. Aucun effet d'échelle n'a été mis en évidence sur l'angle de frottement résiduel.

Si on compare la valeur de la cohésion obtenue à différentes échelles et la valeur de la résistance en traction directe du contact mesurée sur des carottes de 148mm, on peut noter que la première est comprise entre une fois et deux fois la valeur de la résistance en traction directe du contact. La cohésion est en particulier de l'ordre de grandeur de deux fois la résistance en traction du contact béton-rocher lorsque la morphologie de la surface rocheuse est peu marquée.

Si on distingue les deux types de comportement au cisaillement à l'échelle intermédiaire, on peut noter que la résistance au cisaillement à l'échelle métrique est bornée par les résistances au cisaillement des deux types, A et B, évaluées à l'échelle intermédiaire. Par conséquent, l'échelle intermédiaire semble être l'échelle représentative pour étudier l'effet de la morphologie de cette surface rocheuse et la résistance au cisaillement de l'interface béton-roche à l'échelle d'un plot de barrage semble résulter d'une combinaison de ces comportements.

La troisième partie de ce travail a donc consisté à concevoir un modèle numérique reproduisant les essais de cisaillement à l'échelle intermédiaire afin d'étudier les mécanismes de rupture qui justifient les deux comportements différents. Un modèle 2D a ainsi été développé sous Abaqus. Ce modèle reproduit les essais de cisaillement direct à l'échelle intermédiaire en tenant compte des spécificités de la morphologie de la surface rocheuse de chacun des comportements. Le comportement local du contact béton-roche a été paramétré selon le comportement évalué par les essais de cisaillement à petite échelle. Les résultats montrent que selon la morphologie, différents mécanismes de rupture interviennent. Le comportement au cisaillement de type B est dépendant de la résistance à la

traction du contact béton-roche : la rupture sur le contact est initiée par une décohésion du fait de la traction aux contacts des facettes dans la direction de cisaillement. Cette rupture locale en différents points du contact justifie le fait que le comportement au cisaillement est ensuite similaire à celui d'un contact avec une adhésion non parfaite. De plus, la résistance au cisaillement des interfaces de type B est dépendante de l'angle d'inclinaison de ces facettes. Pour le comportement de type A, la rupture s'initie par une rupture du béton en traction du côté de la poussée. La propagation se poursuit par un cisaillement progressif de la cohésion le long du contact.
La modélisation numérique 2D a donc permis de comprendre les deux types de comportement en cisaillement à l'échelle intermédiaire pour une contrainte normale faible. La méthode ne permet cependant pas de justifier le changement de comportement lorsque la contrainte normale augmente de même qu'il ne permet pas de prendre en compte l'orientation des ondulations principales. Cette dernière remarque peut justifier le fait que les valeurs de résistance de pic évaluées numériquement soient plus élevées que celles évaluées expérimentalement pour le comportement de type B.

Sur la base de ces résultats, l'échelle intermédiaire étant supposée correspondre à la surface élémentaire qui permet de caractériser les principaux effets de la géométrie de cette surface rocheuse sur la résistance, nous avons discrétisé les grandes surfaces rocheuses testées en cisaillement en des surfaces élémentaires et nous avons caractérisé les ondulations de chacune de ces surfaces élémentaires par l'outil d'étude morphologique développé. Connaissant le type de comportement de chaque surface élémentaire, la résistance à grande échelle a été évaluée comme la moyenne pondérée de la résistance des surfaces de type A et de la résistance des surfaces de type B. Les résultats nous a permis de retrouver les valeurs de résistance au cisaillement évaluées expérimentalement avec un écart faible.

Pour conclure, il s'avère difficile d'évaluer la résistance au cisaillement à grande échelle à partir de résultats à petite échelle sans une caractérisation précise de la morphologie de la surface rocheuse aux différentes échelles. Cependant l'influence de la morphologie rocheuse change selon les échelles. Sous une contrainte normale faible (≤0,6MPa), une méthode a été proposée afin d'évaluer la résistance au cisaillement à l'interface béton-roche à l'échelle métrique sans recours à une grande campagne d'essais. Cette méthode est applicable si on dispose d'une image fiable et précise de l'interface aux échelles considérées (relevé de fond de fouille ou imagerie non destructive sous un ouvrage existant). Les différentes étapes de cette méthode sont les suivantes :

- réalisation des essais de cisaillement direct et de traction directe sur des carottes à petite échelle afin de déterminer les résistances au cisaillement et à la traction de l'interface béton-roche sans tenir compte de la morphologie de la surface ;
- modélisation des essais de cisaillement à l'échelle intermédiaire en prenant en compte les deux aspects différents des ondulations du contact afin de déterminer les résistances au cisaillement des interfaces sous les deux comportements A et B. Cette modélisation se base sur les résultats de l'étude expérimentale sur les carottes et nécessite la connaissance des caractéristiques des matériaux du contact. Nous conseillons d'appliquer sur les résistances au cisaillement des interfaces de type B un facteur de sécurité de 0,7 afin de tenir compte de l'orientation des ondulations principales par rapport à la direction de cisaillement;
- évaluation de la résistance au cisaillement à l'échelle métrique, voire au-delà, en se basant sur le modèle analytique établi.

Cette méthode demande cependant à être validée sur d'autres types de roche comme matériau de contact. De plus la limitation de cette analyse à une contrainte normale faible nécessite des investigations supplémentaires pour comprendre le comportement au cisaillement à contrainte normale plus élevée.

Dans la continuité de cette thèse, il serait souhaitable de continuer le développement du modèle numérique afin de vérifier le comportement au cisaillement de l'interface béton-roche à l'échelle intermédiaire sous différentes contraintes normales. Une étude paramétrique sur le modèle permettrait d'examiner l'effet de changement de longueur d'onde principale et de l'amplitude de la morphologie, par conséquent de l'angle d'inclinaison des facettes, sur le comportement au cisaillement de l'interface à cette échelle intermédiaire. Cela permettrait d'établir l'angle d'inclinaison limite de passage d'un comportement de cisaillement à un autre. Une étude sur l'effet de la rigidité des matériaux du contact sur le comportement au cisaillement serait intéressante pour observer si les mécanismes de rupture sont les mêmes ou non. La compréhension du rôle de la contrainte normale relativement à la morphologie de la surface rocheuse dans la résistance au cisaillement du contact béton-roche ne pourra se faire sans le développement d'une modélisation 3D qui intègre la topographie réelle de la surface rocheuse.

Bibliographie

Armand G. (2000) Contribution à la caractérisation en laboratoire et à la modélisation constitutive du comportement mécanique des joints rocheux. Rapport de thèse, Université de Grenoble 1, France. p. 459. N° 00GRE10060

Abaqus (2012) Abaqus analysis User's Manual. Dassault System. https://things.maths.cam.ac.uk/computing/software/abaqus_docs/docs/v6.12/books/usb/default.htm

ASTM D7012-10 (2014) Standard test method for compressive strength and elastic moduli of intact rock core specimens under varying states of stress and temperatures. Doi : 10.1520/D7012-10

Andjelkovic V, Pavlovic N, Lazarevic Z, Nedovic V (2015) Modeling of shear characteristics at the concrete-rock mass interface. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 76: 222-236. Doi: 10.1016/j.ijrmms.2015.03.024

Bougnoux A (1995) Modélisation thermo-hydro-mécanique des massifs fracturés à moyenne ou grande échelle. Rapport de thèse, Ecole nationale supérieure des mines, Paris. p. 258. N° 1995ENMP0583

Barton N (1973) Review of a new shear-strength criterion for rock joints. Engineering Geology 7 (4): 287-332. Doi: 10.1016/0013-7952(73)90013-6

Barton N, Bandis SC (1982) Effect of block size on the shear behavior of jointed rock. The 23rd U.S Symposium on Rock Mechanics (USRMS). Berkeley, California, Etat Unis

Barton N et Choubey V (1977) The shear strength of rock joints in theory and practice. Rock Mechanics 10 (1): 1-54. Doi : 10.1007/BF01261801

Bandis S (1980) Experimental studies of scale effects on shear strength and deformation of rock joints. Rapport de thèse, University of Leeds, Leeds, United Kingdom. p. 540

Bandis S, Lumsden AC, Barton NR (1981) Experimental studies of scale effects on the bahavior of rock joints. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 18 (1): 1-21. Doi: 10.1016/0148-9062(81)90262-X

Bidaut P, Durville JL, Guillemin P, Richard JC, Viktorovitch M (2006) Essais de cisaillement sur discontinuités armées par ancrages passifs : utilisation d'une boîte de cisaillement de grandes dimensions. Bulletin de Liaison des Ponts et Chaussées : 263-264

Belem T, Homand-Etienne F, Souley M (2000) Quantative parameters for rock joint surface Roughness. Rock Mechanics and Rock Engineering 33(4): 217-242. Doi : 10.1007/s006030070001

Berry MV et Lewis ZV (1980) On the Weierstrass-Mandelbrot fractal function. Proceedings of The Royal Society 370 (1743): 459–484. Doi: 10.1098/rspa.1980.0044

Barla G, Robotti F, Vai L (2011) Revisiting large size direct shear testing of rock mass foundations. 6th international conference on dam engineering, Lisbon, Portugal

CEB-FIB (1993) Model Code 1990. Thomas Telford Ltd. Doi:10.1680/ceb-fipmc1990.35430

CFMR (2000) Manuel de mécanique de roche, Tome I Fondements. Comité Français de Mécanique des Roches, coordonné par Françoise Homand et Pierre Duffaut. Ecole des Mines de Paris, Les Presse. ISBN : 2-911762-23-1

CDA (2007) Technical bulletin: Structural considerations for dam safety. Canadian Dam Association

Curtis DD (2011) Estimated shear strength of shear keys and bonded joints in concrete dams. 21st Century dam design – Advances and adaptations. 31st annual USSD conference, San Diego, California, Etat Unis

CFBR (2012) Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages poids. Comité Français des Barrages et Réservoirs.

Chilès JP (2012) The Generalized variogram. FontaineBleau: Mines ParisTech: Center of geosciences and geoengineering / Geostatistics, France. Reference : R121030JCHI

Crawford AM et Currant JH (1981) The influence of shear velocity on the frictional resistance of rock discontinuities. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 18 (6): 505–515. Doi:10.1016/0148-9062(81)90514-3

Carpinteri A, Corrado M, Paggi M (2011) An analytical model based on strain localisation for the study of size-scale and slenderness effects in uniaxial compression tests. Strain 47 (4): 351–362. Doi:10.1111/j.1475-1305.2009.00715.x

Cravero M, Iabichino G, Ferrero AM (2001) Evaluation of joint roughness and dilatancy of schistosity joints. Rock mechanics, a challenge for society, proceedings of Eurock 2001, Helsinki, Finland

Cravero M, Iabichino G, Piovano V (1995) Analysis of large joint profiles related to rock slope instabilities. 8th ISRM congress Tokyo, Japan

Castelli M, Re F, Scavia C, Zaninett AI (2001) Experimental evaluation of scale effects on the mechanical behavior of rock joints. Proceedings of Eurock 2001 Rock Mechanics – A Challenge for Society, Espoo, Finland

D309515020831 (2015) Rapport de synthèse d'essais : essais de cisaillement direct sur contact béton-roche à petite échelle. Rapport interne EDF-TEGCE, p. 77

Deveze G and Coubard G (2015) Développement d'une base de données sur la résistance à la traction de l'interface béton-roche. Colloque CFBR, Fondations des barrages : caractérisations, traitements, surveillance, réhabilitation. Chambéry, France

EPRI (1992) Uplift pressures, shear strengths and tensile strengths for stability analysis of concrete gravity dams. Volume 1. Electrical Power Research Institute. Prepared by stone and webster engineering corporation. Denver, Colorado

EDTGG110070 B (2012) Barrage du RIZZANEZE: Rapport géologique de réalisation du fond de fouilles. Note technique interne d'EDF-TEGG, p. 38

EDTGG120462 (2012) Détermination des résistances au contact des barrages poids béton. Etat de lieux et pistes de réflexion. Rapport interne EDF-TEGG, p. 23

Eltervaag O (2013) Sliding stability of lightweight concrete dams, development of numerical models. Rapport de Master, Norwegian University of Science and Technology, Trondheim, Norway

Ettouney MM et Alampalli S (2011) Infrastructure health in civil engineering: theory and components. CRC Press. ISBN: 9780849320408

Flamand R (2000) Validation d'un modèle de comportement mécanique pour les fractures rocheuses en cisaillement. Rapport de thèse, Université du Quebec, Canada. p. 379

FERC (2002) Engineering guidelines for the evaluation of hydropower projects, Chapter III, Gravity dams. Federal Energy Regulatory Commission

Fardin N (2003) The effect of scale on the morphology, mechanics and transmissivity of single rock fractures. Rapport de thèse, Royal institute of Technology, Stockholm,Sweden. p. 172

Fardin N, Stephansson O, Jing L (2001) The scale dependence of rock joint surface roughness. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 38(5): 659-669. Doi:10.1016/S1365-1609(01)00028-4

Fardin N, Stephansson O, Jing L (2003) Scale effect on the geometrical and mechanical properties of rock joints. 10th ISRM Congress - Technology roadmap for rock mechanics, Sandton, South Africa

Fuji Y, Takahashi M, Hori S (2007) Three-dimensional topography of fracture surfaces obtained by a digital photogrammetric technique. International Journal of the JCRM 3(1): 31-36. Doi: org/10.11187/ijjcrm.3.31

Griffith AA (1921) The phenomena of flow and rupture in solid. Royal Society: London 221(582-593): 16-98. Doi: 10.1098/rsta.1921.0006

Gentier S (1987) Morphologie et comportement hydromécanique d'une fracture naturelle dans le granite sous contrainte normale: Etude expérimentale et théorique. Rapport de thèse, Université d'Orléans, France. p. 597. N° 1986ORLE2013

Grasselli G (2001) Shear strength of rock joints based on quantified surface description. Rapport de thèse, Ecole polytechnique federale de Lausane, Swiss. p. 126. N° 2404(2001)

Grasseli G, Wirth J, Egger P (2002) Quantitive three-dimensional description of a rough surface and parameter evolution with shearing. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 39(6) : 789-800. Doi:10.1016/S1365-1609(02)00070-9

Grassl P (2009) On a damage-plasticity approach to model concrete failure. Proceedings of the ICE – Engineering and Computational Mechanics 162(4): 221–231. Doi:10.1680/eacm.2009.162.4.221

Ghosh AK (2010) Shear strength of dam-foundations rock interface – A case study. Indian geotechnical conference, GEOtrendz. IGS Mumbai Chapter & IIT Bombay

Gutiérrez MC (2013) Shear resistance for concrete dams. Rapport de Master, Norwegian University of Science and Technology, Trondheim, Norvège

Grosse CU et Ohtsu M (2008) Acoustic emission testing. Basics for research – Applications in civil engineering. Springer-Verlag Berlin Heidelberg. Doi : 10.1007/978-3-540-69972-9

Hoang TTN (2010) Etude du comportement d'un milieu rocheux fracturé: application à la résistance du tunnel de St Béat. Rapport de thèse, Ecole des ponts et laboratoire des ponts et chaussées de Toulouse, France. p. 285. N° 2010PEST1066

Henault JM (2013) Approche méthodologique pour l'évaluation des performances et de la durabilité des systèmes de mesure répartie de déformation. Application à un câble à fibre optique noyé dans le béton. Rapport de thèse, Université Paris-Est, France. p. 240. N° 2013PEST1113

Hsiung SM, Ghosh A, Ahola MP, Chowdhury AH (1993) Assessment of conventional methodologies for joint roughness coefficient determination. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 30(7): 825-829. Doi: 10.1016/0148-9062(93)90030-H

Huang M, Jiang J, Liaw P, Brooks C, Seeley R, Klarstrom D (1998) Using acoustic emission in fatigue and fracture materials research. JOM 50 (11). Presented as JOM-e: http://www.tms.org/pubs/journals/jom/9811/huang/huang-9811.html

Harris RR et Kanji GK (1983) On the use of minimum chi-square estimation. Journal of the Royal Statistical Society 32 (4), series D (The Statistician): 379-394. Doi: 10.2307/2987540

Hillerborg A, Modéer M, Petersson PE (1976) Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements. Cement and Concrete Research 6(6): 773–781. Doi:10.1016/0008-8846(76)90007-7

Hencher SR, Toy JP, Lumsden AC (1993) Scale dependent shear strength of rock joints. Proceedings of the 2nd international workshop on scale effects in rock masses, Lisbon, Portugal

ICOLD (2011) Theme C - Estimation of the probability of failure of a gravity dam for the sliding failure mode. Proceeding of 11th International Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams, Valencia, Spain

ISO 1920-10 (2010) Determination of static modulus of elasticity in compression. Norme internationale

Ishida T, Kanagawa T, Kanaori Y (2010) Source distribution of acoustic emissions during an in-situ direct shear test: implications for an analog model of seismogenic faulting in an inhomogeneous rock mass. Engineering Geology, 110(3–4): 66–76. Doi:10.1016/j.enggeo.2009.11.003

Johansson F (2009) Shear strength of unfilled and rough rock joints in sliding stability analyses of concrete dams. Rapport de thèse, Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden. p. 200

Jankowiak T et Lodygowski T (2005) Identification of parameters of concrete damage plasticity constitutive model. Foundation Of Civil And Environmental Engineering 6: 53-69. Publishing House of Poznan University of Technology, Poznan. ISSN 1642-9303

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 29 (6): 535-542. Doi:10.1016/0148-9062(92)91611-8

Krätzig WB et Pölling R (2004) An elasto-plastic damage model for reinforced concrete with minimum number of material parameters. Computers & Structures 82 (15-16): 1201–1215. Doi:10.1016/j.compstruc.2004.03.002

Kulatilake P, Shou G, Huang TH, Morgan RM (1995) New pic shear strength criteria for anisotropic rock joints. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 32(7): 673-697. Doi:10.1016/0148-9062(95)00022-9

Kulatilake P et Um J (1997) Requirements for accurate quantification of self-affine roughness using the roughness-length method. Internationnal Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 34(3-4) : 4167–4189. Doi:10.1016/S1365-1609(97)00202-5

Kupfer H, Hilsdorf HK, Rusch H (1969) Behavior of concrete under biaxial stresses. ACI Journal 66 (8): 656–666. Doi: 10.14359/7388

Krounis A, Johansson F, Larsson S (2015) Effects of spatial variation in cohesion over the concrete-rock interface on dam sliding stability. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering 7 (6): 659-667. Doi: 10.1016/j.jrmge.2015.08.005

Krounis A, Johansson F, Larsson S (2016) Shear strength of partially bonded concrete-rock interfaces for application in dam stability analyses. Rock Mechanics and Rock Engineering 49(4):1-12. Doi: 10.1007/s00603-016-0962-8

Khosravi A, Sadaghiani MH, Khosravi M, Meehan CL (2013) The effect of asperity inclination and orientation on the shear behavior of rock joints. Geotechnical Testing Journal 36(3): 1–14. Doi:10.1520/GTJ20120060

Lowes LN (1999) Finite element modeling of reinforced concrete beam-column bridge connections. Rapport de thèse, University of California, Berkeley, Etat Unis

Lopez P (2000) Comportement mécanique d'une fracture en cisaillement: Analyse par plan d'expériences des données mécaniques et morphologiques connues sur fracture. Rapport de thèse, Université Bordeaux I, France. p. 365. N° 2202

Lanaro F (2001) Geometry, mechanics and transmissivity of rock fractures. Rapport de thèse, Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden. p. 75. N° 32041463

Lee JH et Fenves GL (1998) Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures. Journal of Engineering Mechanics 124 (8), 892–900. Doi: 10.1061/(ASCE)0733-9399(1998)124:8(892)

Lopez-Almansa F, Alfarah B, Oller S (2014) Numerical simulation of RC frame testing with damaged plasticity model comparison with simplified models. In Second European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, 1–12. Istanbul, Turkey

Lubliner J, Oliver J, Oller S, Onate E (1989) A plastic-damage model for concrete. International Journal of Solids and Structures 25 (3): 299–326. Doi: doi:10.1016/0020-7683(89)90050-4

Lo KY, Lukajic B, Wang S, Ogawa T, Tsui KK (1990) Evaluation of strength parameters of concrete-rock interface for dam safety assessment: Session 2 – Dam safety assessments. Proceedings of Canadian Dam Safety Conference, Toronto, Ontario, Canada

Lo KY, Ogawa T, Lukajic B, Dupak DD (1991) Measurement of strength parameters of concrete-rock contact at the dam-foundation interface. Geotech Test Journal 14(4): 383-394. Doi: 10.1520/GTJ10206J

Mandelbrot BB (1983) The fractal geometry of nature. New York: H. Freeman. p. 468. ISBN: 0-7167-1186-9

Malinverno A (1990) A simple method to estimate the fractal dimension of a self-affine series. Geophysical Research Letters 17(1): 1953–1956. Doi: 10.1029/GL017i011p01953

Marache A (2002) Comportement mécanique d'une fracture rocheuse sous contraintes normales et tangentiels. Rapport de thèse, Ecole centrale Paris, France. p. 401. N° 10.1522/12127341

Maksimovic M (1996) The shear strength components of a rough rock joint. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 33(8): 769-783. Doi:10.1016/0148-9062(95)00005-4

Myers NO (1962) Characterization of surface roughness. Wear 5 (3):182–189. Doi:10.1016/0043-1648(62)90002-9

Moradian Z (2011) Application de la méthode d'émission acoustique pour la surveillance du comportement au cisaillement des joints actifs. Rapport de thèse, université de Sherbrooke, Qhébec, Canada. p.188. N° 83299

Moradian Z, Ballivy G, Rivard P (2012) Correlating acoustic emission sources with damaged zones during direct shear test of rock joints. Canadian Geotechnical Journal 49(6): 710-718. Doi: 10.1139/t2012-029

Moradian Z, Ballivy G, Rivard P (2012) Application of acoustic emission for monitoring shear behavior of bonded concrete–rock joints under direct shear test. Canadian Journal of Civil Engineering 39 (8): 887-896. Doi : 10.1139/l2012-073

Moradian Z, Einstein H, Ballivy G (2016) Detection of cracking levels in brittle rocks by parametric analysis of the acoustic emission signals. Rock Mechanics and Rock engineering 49(3): 785-800. Doi : 10.1007/s00603-015-0775-1

MTS (2014) MTS model 815 and 816 rock mechanics test systems. Retrived from https://www.mts.com/ucm/groups/public/documents/library/mts_008000.pdf

Mazars J et Pijaudier-Cabot G (1989) Continiuum damage theory - Appliation to concrete. Journal of Engineering Mechanics 115 (2): 345–365. Doi: 10.1061/(ASCE)0733-9399(1989)115:2(345)

Mouzannar H, Bost M, Joffrin P (2015) Une nouvelle caractérisation des fondations rocheuses pour une meilleure approche de la résistance au cisaillement d'une interface béton-roche. Colloque CFBR, Fondations des barrages : caractérisations, traitements, surveillance, réhabilitation. Chambéry, France

Maerz NH, Franklin JA, Bennett CP (1990) Joint roughness measurement using shadow profilometry. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 27 (5): 329-343. Doi:10.1016/0148-9062(90)92708-M

Muralha J, Grasselli G, Tatone B, Blümel M, Chryssanthakis P, Yujing J (2014) ISRM suggested method for laboratory determination of the shear strength of rock joints: Revised version. Rock Mechanics and Rock Engineering 47(1):291-302. Doi: 10.1007/s00603-013-0519-z

Maiolino S et Pellet F (2015) Full-scale lab testing for the determination of rock bolt contribution to reinforced joint shear strength. 13th International Symposium on Rock Mechanics (ISRM), Montreal, Canada

NF EN ISO 13473-1 (2004) Caractérisation de la texture d'un revêtement de chaussé à partir de relevés de profil. Norme internationale

NF EN 12390-1 (2012) Essais pour béton durci Partie 1: Forme, dimensions et autres exigences relatives aux éprouvettes et aux moules. Norme Française Européenne

NF EN 12390-2 (2012) Essais pour béton durci Partie 2 : Confection et conservation des éprouvettes pour essais de résistance. Norme Française Européenne

NF EN 12390-3 (2012) Essais pour béton durci Partie 3: Résistance à la compression des éprouvettes. Norme Française Européenne

NF EN 12390-6 (2012) Essais pour béton durci Partie 6: Détermination de la résistance en traction par fendage d'éprouvettes. Norme Française Européenne

NF EN 206 (2014) Béton - Spécification, performances, production et conformité. Norme Française Européenne

NF P18-422 (1981) Bétons - Mise en place par aiguille vibrante. Norme Française

NF P 94-411 (2002) Roches - Détermination de la vitesse de propagation des ondes ultrasonores en laboratoire - Méthode par transparence. Norme Française

NF P 94-420 (2000) Roches - Détermination de la résistance à la compression uniaxiale. Norme Française

NF P 94-422 (2001) Roches - Détermination de la résistance à la traction - Méthode indirecte - Essai brésilien. Norme Française

NVR (2002) Retningslinje for betongdammer. Norwegian Water Resources and Energy Directorate

Orey S (1970) Gaussian simple functions and Hausdorff dimension of level crossing. Wahrscheinlichkeitstheor Verw Gebiete 15 (3): 249–256. Doi: 10.1007/BF00534922

Odling NE (1994) Natural fracture profiles, fractal dimension and joint roughness coefficient. Rock Mechanics Rock Engineering 27 (3): 135-153. Doi: 10.1007/BF01020307

Patton FD (1966) Multiple modes of shear failure in rock. Proceedings 1st Congress of International Society of Rock Mechanics, Lisbon, Portugal

Rousseau B (2010) Interfaces fragiles des ouvrages hydrauliques: morphologie et comportement mécanique. Rapport de thèse, Université de Sherbrooke, Québec, Canada. p. 318. N° 2010BOR14023

Reeves MJ (1985) Rock surface roughness and frictional strength. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 22(6): 429-442. Doi:10.1016/0148-9062(85)90007-5

Riss J, Gentier S, Archambault G, Flamand R, Sirieix C (1996) Irregular joint shear behavior on the basis of 3D modelling of their morphology: Morphology description and 3D modelling. 2nd Mechanics of jointed and faulted rock international conference. p. 157-162.

Ruggeri G, Pellegrini R, Rubin de Celix M, Berntsen M, Royet P, Bettzieche V, Amberg W, Gustafsson A, Morison T, Zenz A (2004) Sliding stability of existing gravity dams – final report. ICOLD European Working group on sliding safety of existing gravity dams.

Stimpson B (1982) A rapid field method for recording joint roughness profiles. Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 19 (6): p. 345-346. Doi: 10.1016/0148-9062(82)91369-9

SPANCOLD (2013) Technical guide on operation of dams and reservoirs. Vol.1. Risk analysis applied to management of dam safety. Spanish National Committee on Large Dams

Sabbaddini S (1994) Analyse géostatistique et fractale de l'évolution de la morphologie des discontinuités au cours du cisaillement. Rapport de thèse, INPL Nancy, France. N° univ-lorraine-ori-30593

Soller BJ, Gifford D, Wolfe M, Froggatt M (2005) High resolution optical frequency domain reflectometry for characterization of components and assemblies. Optics Express 13(2) : 66-674. Doi : 10.1364/OPEX.13.000666

Saiang D, Malmgren L, Nordlund E (2005) Laboratory tests on shotcrete-rock joints in direct shear, tension and compression. Rock Mechanics and Rock Engineering 38(4): 275-297. Doi : 10.1007/s00603-005-0055-6

Son BK, Lee CI, Park YJ, Lee YK (2006) Effect of boundary conditions on shear behaviour of rock joints around tunnel. Tunnelling and Underground Space Technology 21(3–4): 347–348. Doi:10.1016/j.tust.2005.12.167

Schleiss AJ et Pougatsch H (2011) Les barrages - Du projet à la mise en service. Traité de Génie Civil de l'Ecole polytechnique fédérale de Lausanne - Volume17. Presses Polytechniques et Universitaires Romandes (PPUR)

Swan G et Zongqi S (1985) Prediction of shear behavior of joints using profiles. Rock Mechanics Rock Engineering 18 (3): 183-212. Doi: 10.1007/BF01112506

Tatone B (2009) Quantitative characterization of natural rock discontinuity roughness *in-situ* and in the laboratory. Rapport de Master, Université de Toronto, Canada. p. 188

Tatone B et Grasselli G (2009) A method to evaluate the three-dimensional roughness of fracture surfaces in brittle geomaterials. Review of Scientific Instruments 80(12):1-10. Doi: 10.1063/1.3266964

Tatone B et Grasselli G (2012) Quantitative measurements of fracture aperture and directional roughness from rock cores. Rock Mechanics Rock Engineering 45(4): 619-629. Doi : 10.1007/s00603-011-0219-5

Tatone B et Grasselli G (2012) Modeling direct shear tests with FEM/DEM: Investigation of discontinuity shear strength scale effect as an emergent characteristic. American Rock Mechanics Association, 46th US Rock Mechanics / Geomechanics Symposium. Chicago, USA

Tatone B et Grasselli G (2013) An investigation of discontinuity roughness scale dependency using high-resolution surface measurements. Rock Mechanics Rock Engineering 46(4): 657-681. Doi: 10.1007/s00603-012-0294-2

Tse R et Cruden DM (1979) Estimating joint roughness coefficients. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 16 (5): 303-307. Doi:10.1016/0148-9062(79)90241-9

Tixier A, Rospars C, Dufour F, Khadour A, Quiertant M, Masson B (2013) Analyse des déformations par fibres optiques le long de l'interface acier-béton dans un essai push-in. 31ème rencontres de lAUGC, ENS Cachan, France

USBR (2011) Dam safety public protection guidelines (interim). Denver, CO: US Department of the Interior, Dam Safety Office. US Bureau of Reclamation

Vic-3D (2007) Reference manuel- correlated solutions

Vasconcelos G, Lourenço B, Alves CAS, Pamplona J (2009) Compressive behavior of granite: experimental approach. Journal of Materials in Civil Engineering © ASCE 21(9): 502-511. Doi: 10.1061/(ASCE)0899-1561(2009)21:9(502)

Westberg Wild M (2010) Reliability-based assessment of concrete dam stability. Rapport de thèse, Lund University, Lund, Sweden

Westberg Wilde M and Johansson F (2013) System reliability of concrete dams with respect to foundation stability: application to a spillway. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 139(2): 308-319. Doi: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000761

XP P 94-424 (2003) Roches - Cisaillement direct selon une discontinuité de roche - Essai sous un effort constant normal à la surface de discontinuité. Norme Française.

Xia Cai-Chu, Tang Zhi-Cheng, Xiao Wei-Min, Song Ying-Long (2013) New peak shear strength criterion of rock joints based on quantified surface description. Rock Mechanics Rock Engineering 47(2): 387:400. Doi: 10.1007/s00603-013-0395-6

Yu X et Vayssade B (1991) Joint profiles and their roughness parameters. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 28(4): 333-336. Doi: 10.1016/0148-9062(91)90598-G

Zhao J (1997) Joint surface matching and shear strength- Part A: Joint Matching coefficient (JMC). International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 34(2): 173-178. Doi:10.1016/S0148-9062(96)00062-9

Zhao J (1997) Joint surface matching and shear strength Part B: JRC-JMC Shear strength criterion. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 34(2): 179-185. Doi:10.1016/S0148-9062(96)00063-0

Zreiki J (2009) Comportement du béton au jeune âge dans les structures massives. Application au cas de réparation des ouvrages. Rapport de thèse, Ecole Normale supérieure (ENS) de Cachan, France. p. 265. N° ENSC-2009/174

Annexe A : Repérage du plan moyen des carottes pour les essais de cisaillement direct

Dans le but de repérer la position du plan moyen des carottes afin de pouvoir les positionner dans le plan de cisaillement de la boîte de cisaillement, une méthode a été conçue :

- sur le gros bloc rocheux et avant de digitaliser la surface naturelle, une équerre a été fixée sur un coin du bloc. Cette équerre a servie à matérialiser un plan parallèle à la face inférieure du bloc rocheux (Figure A. 1) ;

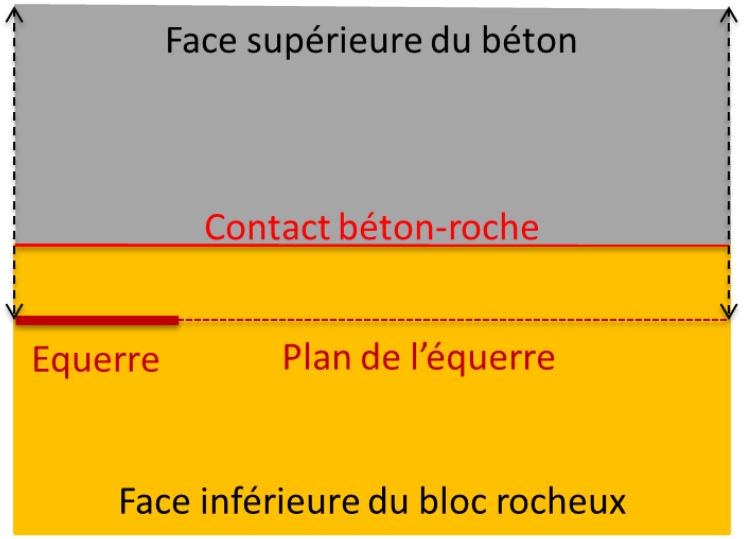


Figure A. 1 Schéma d'une vue latérale de la grande interface béton-roche préparée pour les carottes

- la surface rocheuse a été digitalisée en utilisant le système ATOS *compact scan ;*
- la position des 8 carottes a repérée sur la topographie obtenue. De cette manière, le plan moyen de la surface rocheuse de chaque carotte a été calculé par la méthode des moindres carrés et sa position a été repérée par rapport au plan de l'équerre ;
- l'interface béton-roche a été préparée en coulant le béton sur le bloc rocheux (Figure A. 1). Une fois le bloc décoffré, les centres des zones de prélèvement ont été reportés sur la surface supérieure du béton ainsi que les axes x et y du plan de l'équerre (Figure A. 2) ;
- les distances entre trois coins de la face supérieure du béton et le plan de l'équerre ont été calculées (Figure A. 1 : flèche en pointillée = distance).
- Sur cette base, le plan de la face supérieure du béton a été positionné par rapport au plan de l'équerre afin de pouvoir définir la position du plan moyen par rapport à la surface supérieure du béton pour le contact des différentes carottes. Cette position a été déterminée en calculant la distance entre les points A1, A2, A3 et A4 de la surface supérieure des carottes (Figure A. 2) et leurs points correspondants sur le plan moyen du contact ;

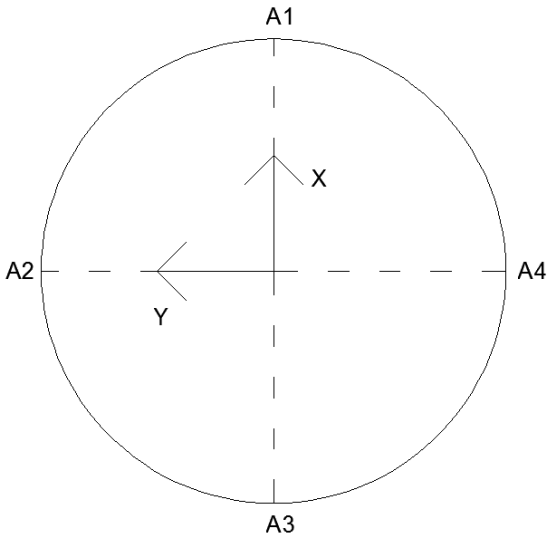


Figure A. 2 Vue du dessus d'une carotte (face supérieure du béton). Le repère (x, y) est le repère du plan d'équerre

- les carottes ont été prélevées. Le plan moyen a été tracé sur l'éprouvette carottée (Figure A. 3). Puis deux plans parallèles à ce plan ont été tracés sur la carotte. La carotte a été sciée suivant ces deux plans. L'espacement entre les deux plans a été choisi de sorte que la carotte sciée soit de la hauteur de la boîte de cisaillement 3R et que le plan moyen soit dans le plan de cisaillement de cette boîte.

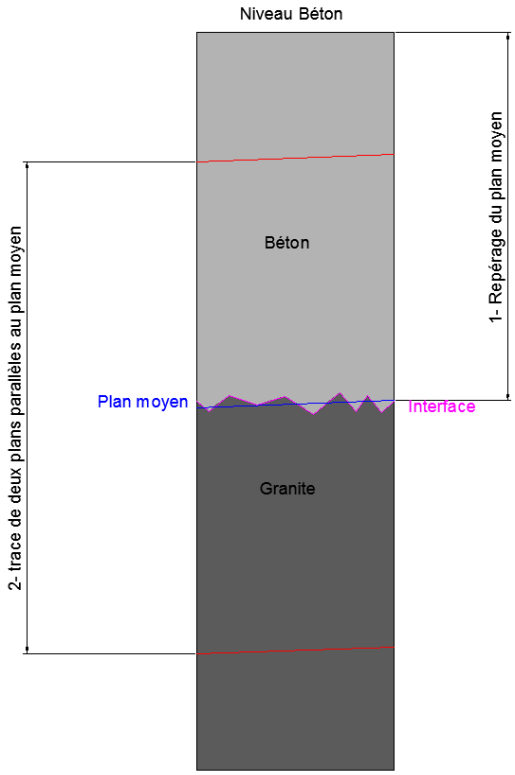


Figure A. 3 Principe de préparation de l'éprouvette carottée

NB:

Dans ce qui précède, il a été décrit théoriquement la méthode mise en place afin de positionner le plan moyen de chaque carotte dans le plan de cisaillement de la boîte. Or, en pratique, la face supérieure du béton n'était pas parfaitement parallèle au plan de l'équerre et comme le carottier a prélevé les carottes perpendiculairement à la face supérieure du béton, la position des carottes prélevées ne correspond pas à la position définie et prise en compte dans ce calcul.

La Figure A. 4 montre l'état de la surface de granite de la carotte H7 après rupture, la croix bleue sur la surface de granite correspond à la position définie du centre de la carotte. Cette croix n'est pas au centre du contact ce qui signifie que le prélèvement des carottes n'a pas été effectué aux emplacements définis.



Figure A. 4 Etat de la surface du granite du contact H7 après rupture

Annexe B : résultats des essais de cisaillement direct à petite échelle sur les carottes

Pour chaque essai, les éléments suivants sont présentés:

- l'évolution des contraintes tangentielle et normale en fonction du déplacement tangentiel ;
- l'évolution du déplacement normal en fonction du déplacement tangentiel ;
- l'état de surface du béton et du granite après la rupture.

B.1 Carotte H1

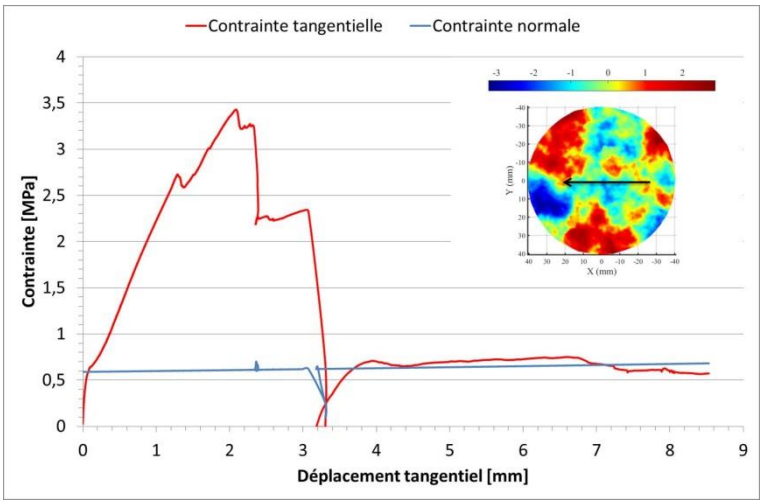


Figure B. 5 Evolution des contraintes tangentielle et normale en fonction du déplacement tangentiel

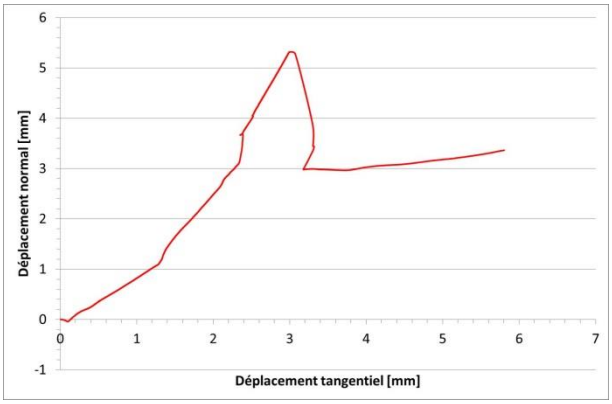


Figure B. 6 Evolution du déplacement normal en fonction du déplacement tangentiel

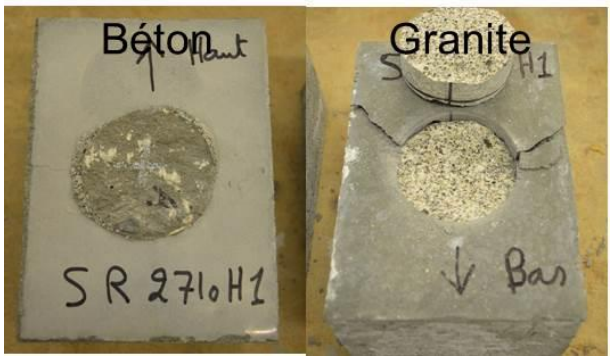


Figure B. 7 Etats des surfaces du béton et du granite après rupture

B.2 Carotte H2

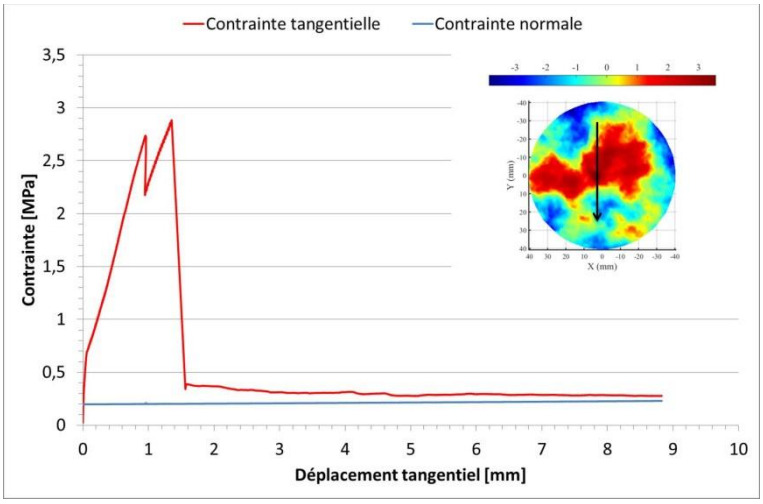


Figure B. 8 Evolution des contraintes tangentielle et normale en fonction du déplacement tangentiel



Figure B. 9 Evolution du déplacement normal en fonction du déplacement tangentiel

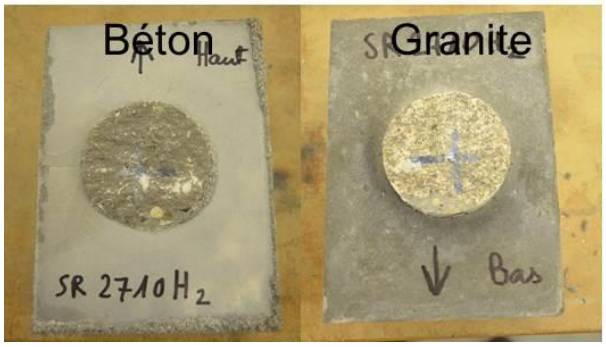


Figure B. 10 Etats des surfaces du béton et du granite après rupture

B.3 Carotte H3

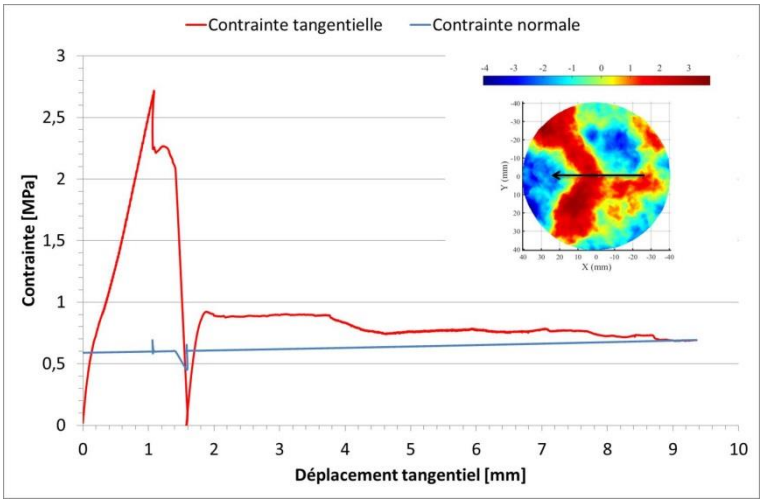


Figure B. 11 Evolution des contraintes tangentielle et normale en fonction du déplacement tangentiel



Figure B. 12 Evolution du déplacement normal en fonction du déplacement tangentiel

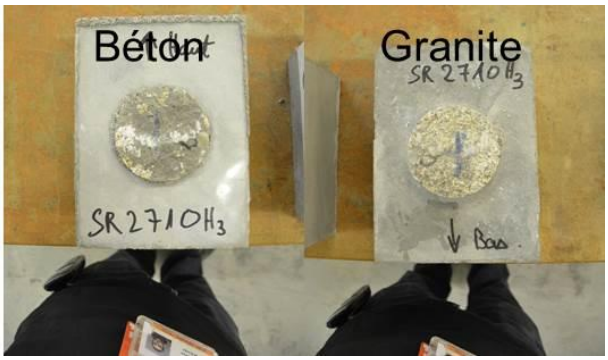


Figure B. 13 Etats des surfaces du béton et du granite après rupture

B.4 Carotte H4

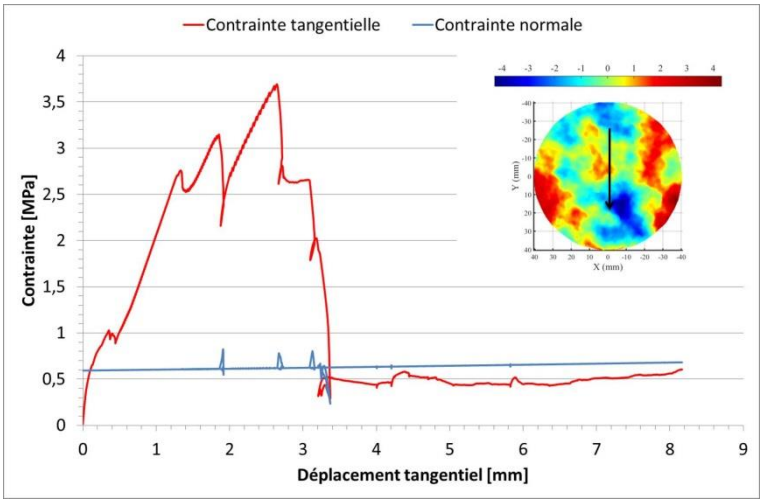


Figure B. 14 Evolution des contraintes tangentielle et normale en fonction du déplacement tangentiel



Figure B. 15 Evolution du déplacement normal en fonction du déplacement tangentiel

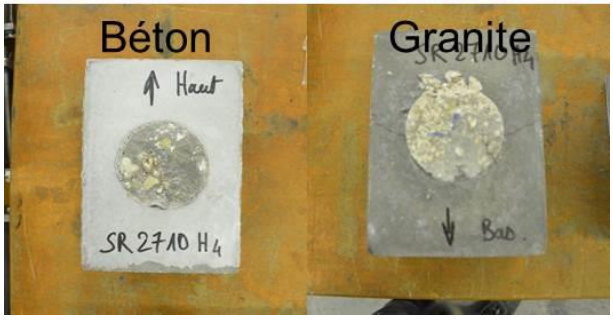


Figure B. 16 Etats des surfaces du béton et du granite après rupture

B.5 Carotte H5

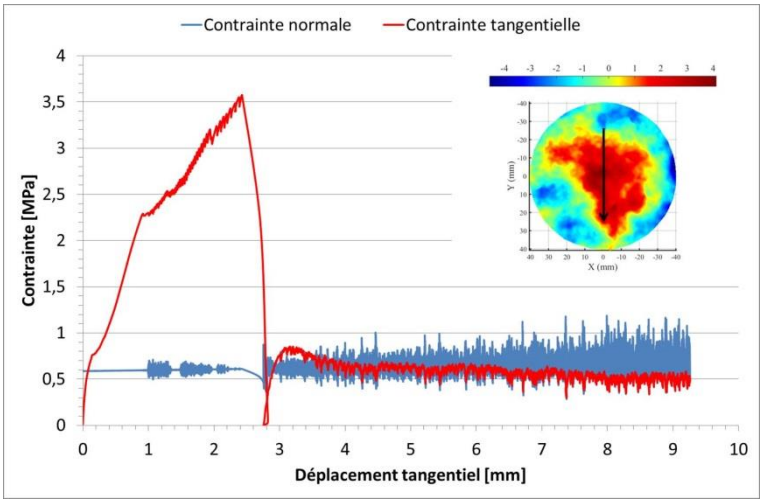


Figure B. 17 Evolution des contraintes tangentielle et normale en fonction du déplacement tangentiel

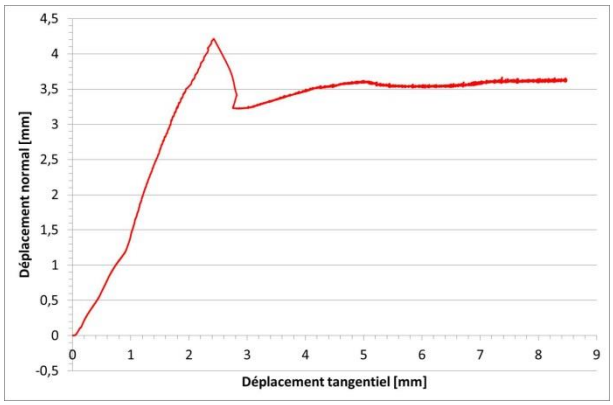


Figure B. 18 Evolution du déplacement normal en fonction du déplacement tangentiel

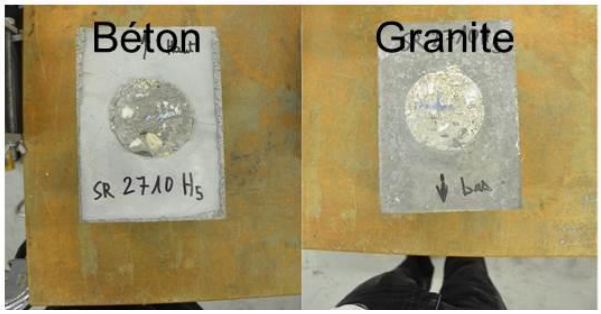


Figure B. 19 Etats des surfaces du béton et du granite après rupture

B.6 Carotte H6

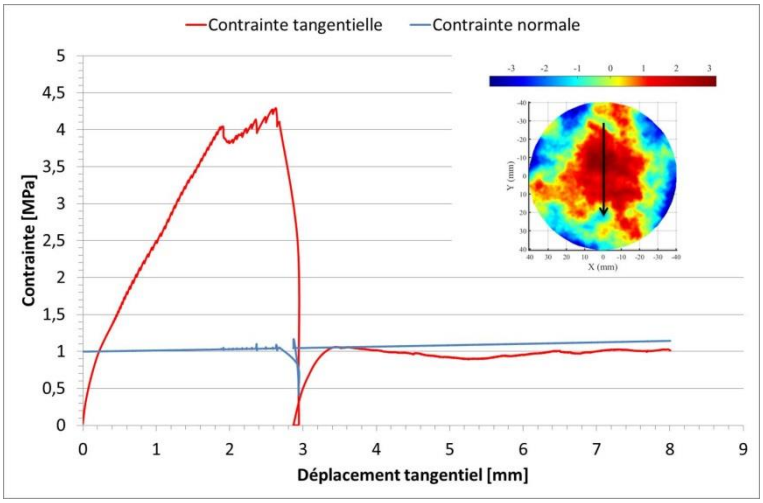


Figure B. 20 Evolution des contraintes tangentielle et normale en fonction du déplacement tangentiel



Figure B. 21 Evolution du déplacement normal en fonction du déplacement tangentiel

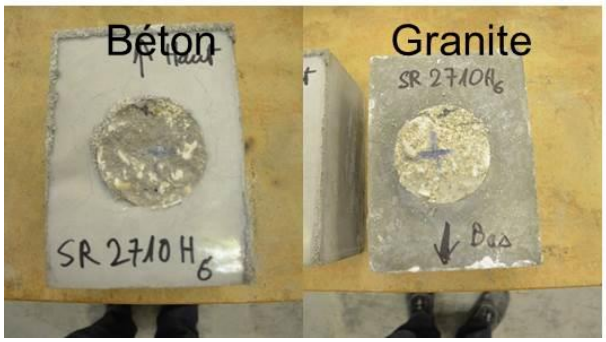


Figure B. 22 Etats des surfaces du béton et du granite après rupture

B.7 Carotte H7

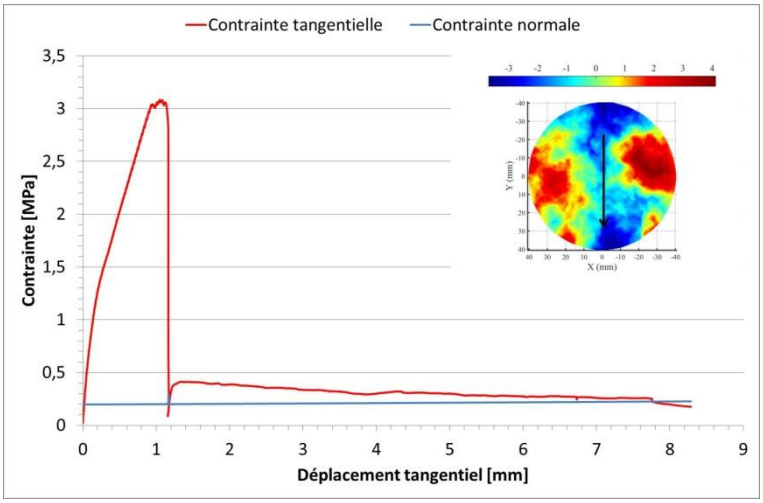


Figure B. 23 Evolution des contraintes tangentielle et normale en fonction du déplacement tangentiel



Figure B. 24 Evolution du déplacement normal en fonction du déplacement tangentiel

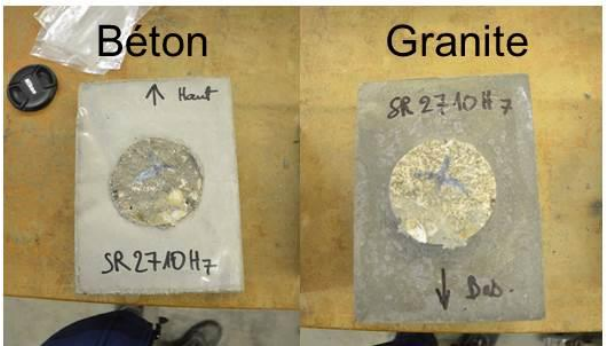


Figure B. 25 Etats des surfaces du béton et du granite après rupture

B.8 Carotte H8

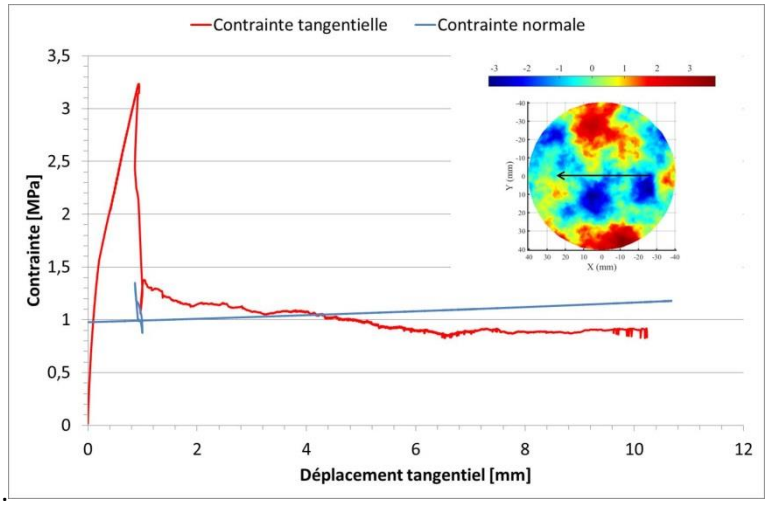


Figure B. 26 Evolution des contraintes tangentielle et normale en fonction du déplacement tangentiel



Figure A. 27 Evolution du déplacement normal en fonction du déplacement tangentiel



Figure A. 28 Etats des surfaces du béton et du granite après rupture

Annexe C : Procès-verbaux des essais de cisaillement direct à l'échelle intermédiaire – 1

Accessibilité : INTERNE Document issu de la GED DPI Nucléaire le 16/10/2015 RDU : D309515020831

EDF	RAPPORT DE SYNTHESE D'ESSAIS PROJET CIBEFHY - ESSAIS DE CISAILLEMENT DIRECT SUR CONTACT BÉTON/ROCHER À PETITE ÉCHELLE		
CEIDRE_TEGCE	Référence : D309515020831	Indice : A	Page 43/77

Eprouvette R1

PROCES VERBAL D'ESSAI

CISAILLEMENT DIRECT SUIVANT UNE DISCONTINUITE DE ROCHE

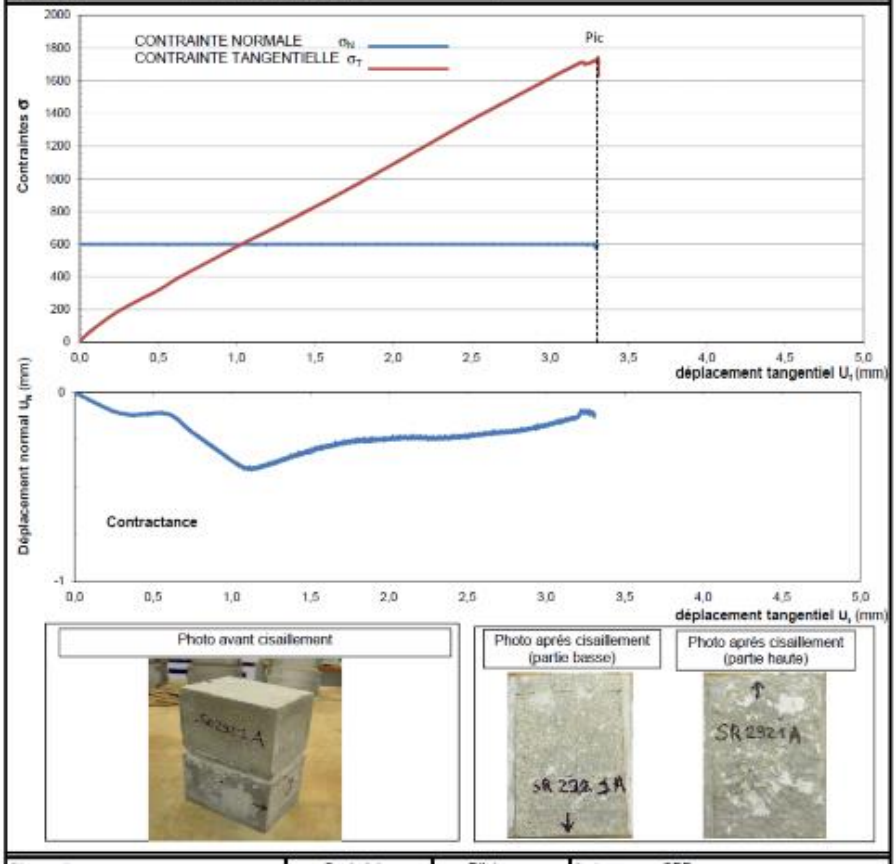
XP P 94-424 (mars 2003)

ROCHE

Laboratoire EDF-Ceidre-TEGG

N° TRACABILITE	SR 2921 A - 1u	n° EOTP	E100/017771/EBHSQR

Provenance	:	GT Contact		
Orientation de la discontinuité	:	Perpendiculaire		
Etat de surface	:	Rugueux		
Qualité du joint	:	Non exprimé		
Type de joint	:	Contact béton / Granite		
Date d'essai	:	18/05/2015		
Aire de cisaillement	:	243	cm²	
Vitesse de cisaillement	:	0,10	mm/min	



Observations :	Contraintes	Dilatances	
Pas de résiduel, après la rupture la machine s'est mise en défaut, arrêt de l'essai.	σ_n : 600 kPa σ_{tpic} : 1743 kPa σ_y :	i_{pic} : 4° i_r :	Opérateur : GBD Date : 03/08/2015 Signature :

PV d'essai: version A créée par CDH et validée le 18/04/2011 par RBE

Ce document contient des informations sensibles relevant du secret et juridiquement protégées. Il est réservé à l'usage exclusif des personnes désignées comme destinataires du document et non autorisées à y accéder. Il est illégal de photocopier, distribuer, divulguer, ou d'utiliser de toute autre manière les informations contenues dans ce document sans accord du service émetteur.

Copyright EDF SA – 2015 . Ce document est la propriété d'EDF SA

EDF	RAPPORT DE SYNTHESE D'ESSAIS PROJET CIBEFHY - ESSAIS DE CISAILLEMENT DIRECT SUR CONTACT BÉTON/ROCHER À PETITE ÉCHELLE		
CEIDRE_TEGCE	Référence : D309515020831	Indice : A	Page 45/77

Eprouvette R3

PROCES VERBAL D'ESSAI

CISAILLEMENT DIRECT SUIVANT UNE DISCONTINUITE DE ROCHE

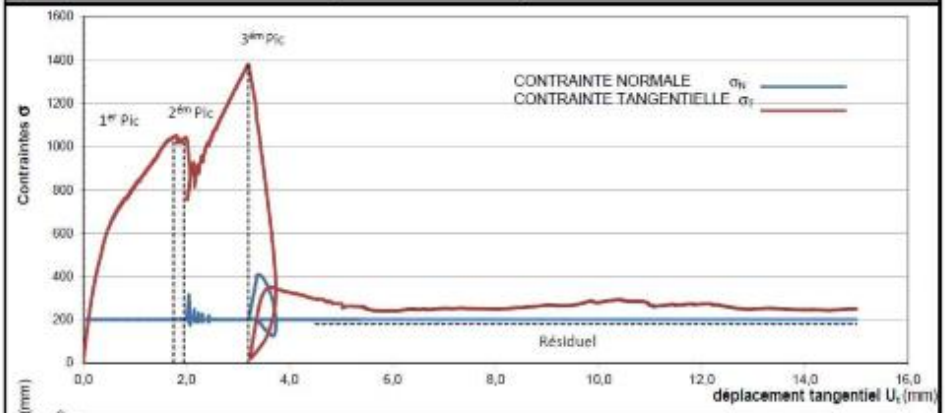
XP P 94-424 (mars 2003)

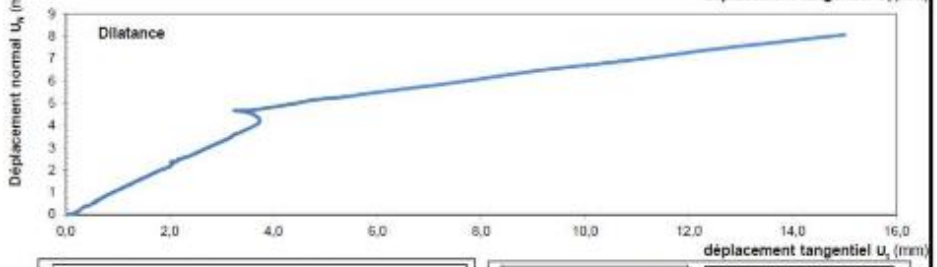
ROCHE

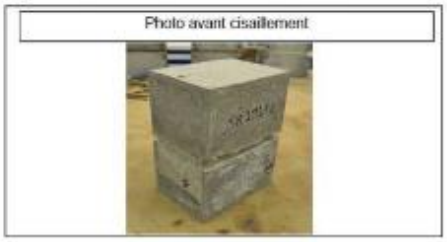
Laboratoire EDF-Ceidre-TEGG

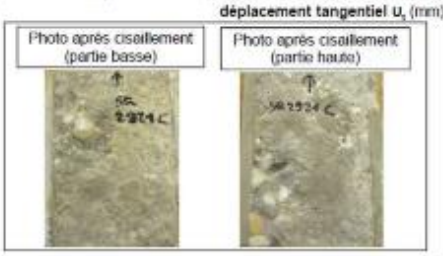
N° TRACABILITE	SR 2921 C - 1u	n° EOTP	E100/017771/EBHSQR

Provenance	: GT Contact	Date d'essai	: 21/05/2015	
Orientation de la discontinuité	: Perpendiculaire	Aire de cisaillement	: 240	cm²
Etat de surface	: Rugueux	Vitesse de cisaillement	: 0,10	mm/min
Qualité du joint	: Non exprimé			
Type de joint	: Contact béton / granite			









Observations :	Contraintes	Dilatances	
Les deux premiers pics correspondent aux cassures dans le ciment de scellement, et le troisième pic correspond au cisaillement du contact.	σ_N : 200 kPa σ_{pic} : 1380 kPa σ_R : 260 kPa	i_{pic} : 47° i_r : 16°	Opérateur : GBD Date : 03/08/2015 Signature :

PV d'essai: version A créée par CCH et validée le 18/04/2011 par RBE

Ce document contient des informations sensibles relevant du secret et juridiquement protégées. Il est réservé à l'usage exclusif des personnes désignées comme destinataires du document et ou autorisées à y accéder. Il est illégal de photocopier, distribuer, divulguer, ou d'utiliser de toute autre manière les informations contenues dans ce document sans accord du service émetteur.

Copyright EDF SA – 2015 . Ce document est la propriété d'EDF SA

EDF	RAPPORT DE SYNTHESE D'ESSAIS PROJET CIBEFHY - ESSAIS DE CISAILLEMENT DIRECT SUR CONTACT BÉTON/ROCHER À PETITE ÉCHELLE		
CEIDRE_TEGCE	Référence : D309515020831	Indice : A	Page 46/77

Eprouvette R5

PROCES VERBAL D'ESSAI

Laboratoire EDF-Ceidre-TEGG

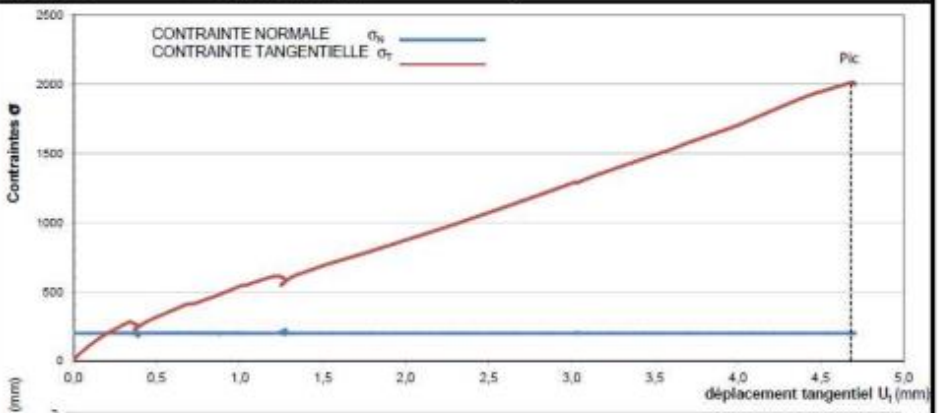
CISAILLEMENT DIRECT SUIVANT UNE DISCONTINUITE DE ROCHE

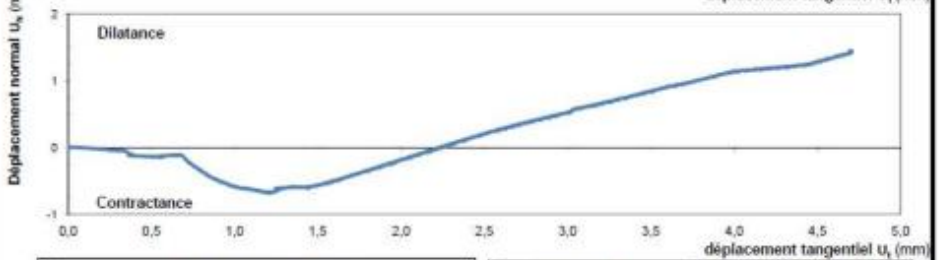
XP P 94-424 (mars 2003)

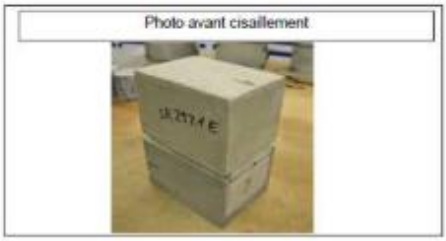
ROCHE

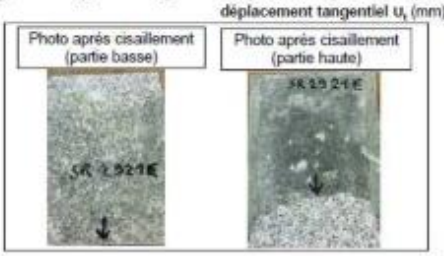
N° TRACABILITE	SR 2921 E - 1u	n° EOTP	E100/017771/EBHSOR

Provenance	: GT Contact	Date d'essai	: 18/05/2015	
Orientation de la discontinuité	: Perpendiculaire	Aire de cisaillement	: 244	cm²
Etat de surface	: Rugueux	Vitesse de cisaillement	: 0,10	mm/min
Qualité du joint	: Non exprimé			
Type de joint	: Contact béton / granite			









Observations :	Contraintes	Dilatances	
Limite du capteur atteinte, arrêt automatique de l'essai.	σ_n : 200 kPa σ_{pic} > 2015 kPa σ_y :	i_{pic} : 38° i_y :	Opérateur : GBD Date : 03/08/2015 Signature :

PV d'essai: version A créée par CCH et validée le 18/04/2011 par RBE

Ce document contient des informations sensibles relevant du secret et juridiquement protégées. Il est réservé à l'usage exclusif des personnes désignées comme destinataires du document et/ou autorisées à y accéder. Il est illégal de photocopier, distribuer, divulguer, ou d'utiliser de toute autre manière les informations contenues dans ce document sans accord du service émetteur.

Copyright EDF SA – 2015 . Ce document est la propriété d'EDF SA

EDF	RAPPORT DE SYNTHESE D'ESSAIS PROJET CIBEFHY - ESSAIS DE CISAILLEMENT DIRECT SUR CONTACT BÉTON/ROCHER À PETITE ÉCHELLE		
CEIDRE_TEGCE	Référence : D309515020831	Indice : A	Page 48/77

Eprouvette R6

PROCES VERBAL D'ESSAI

Laboratoire EDF-Ceidre-TEGG

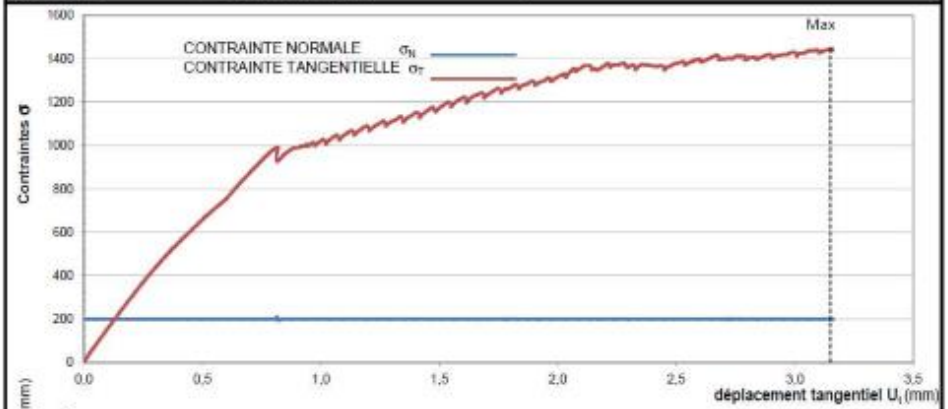
CISAILLEMENT DIRECT SUIVANT UNE DISCONTINUITE DE ROCHE

XP P 94-424 (mars 2003)

ROCHE

N° TRACABILITE	SR 2921 J - 2u	n° EOTP	E100/017771/EBHSQR

Provenance	: GT Contact	Date d'essai	: 21/05/2015	
Orientation de la discontinuité:	Perpendiculaire	Aire de cisaillement	: 240	cm²
Etat de surface	: Rugueux	Vitesse de cisaillement	: 0,10	mm/mn
Qualité du joint	: Non exprimé			
Type de joint	: Contact béton / granite			



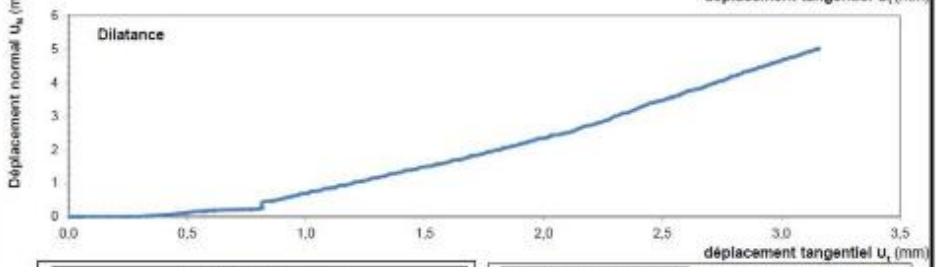


Photo avant cisaillement



Photo après cisaillement (partie basse)



Photo après cisaillement (partie haute)

Observations :	Contraintes	Dilatances	
Problème de régulation de la vitesse, propagation de la rupture dans la roche, et non au niveau du contact. L'essai est arrêté.	σ_n : 200 kPa σ_{pic} : 1446 kPa σ_b :	i_{pic} : 70° i_r :	Opérateur : GBD Date : 03/08/2015 Signature :

PV d'essai: version A créée par CCH et validée le 18/04/2011 par RBE

Ce document contient des informations sensibles relevant du secret et juridiquement protégées. Il est réservé à l'usage exclusif des personnes désignées comme destinataires du document et non autorisées à y accéder. Il est illégal de photocopier, distribuer, divulguer, ou d'utiliser de toute autre manière les informations contenues dans ce document sans accord du service émetteur.

Copyright EDF SA – 2015 . Ce document est la propriété d'EDF SA

Annexe D : résultats des essais de cisaillement direct à l'échelle intermédiaire - 2

Pour chaque essai, les éléments suivants sont présentés:

- l'évolution des contraintes tangentielle et normale en fonction du déplacement tangentiel ;
- l'évolution du déplacement normal en fonction du déplacement tangentiel ;
- l'état de surface du béton et du granite après la rupture.

D.1 Eprouvette T1

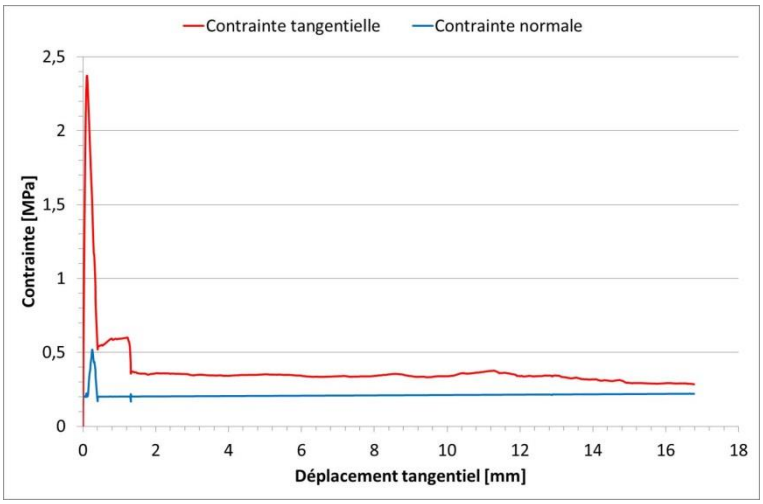


Figure D. 1 Evolution des contraintes tangentielle et normale en fonction du déplacement tangentiel



Figure D. 2 Evolution du déplacement normal en fonction du déplacement tangentiel



Figure D. 3 Etats des surfaces du béton et du granite après rupture

D.2 Eprouvette T2

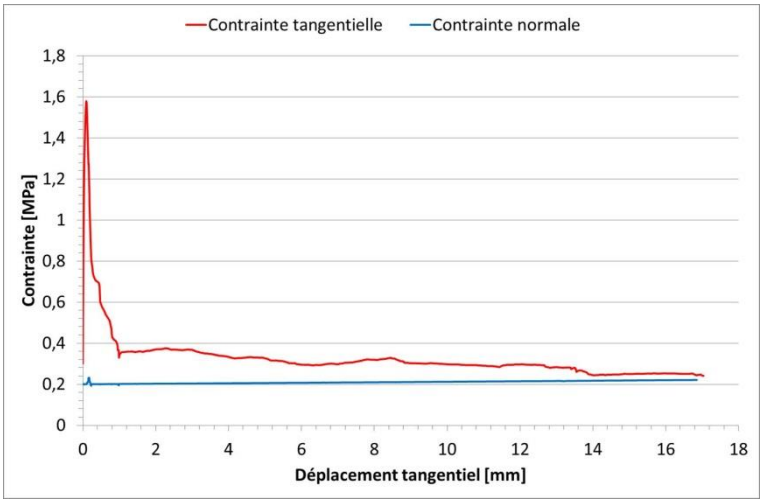


Figure D. 4 Evolution des contraintes tangentielle et normale en fonction du déplacement tangentiel



Figure D. 5 Evolution du déplacement normal en fonction du déplacement tangentiel

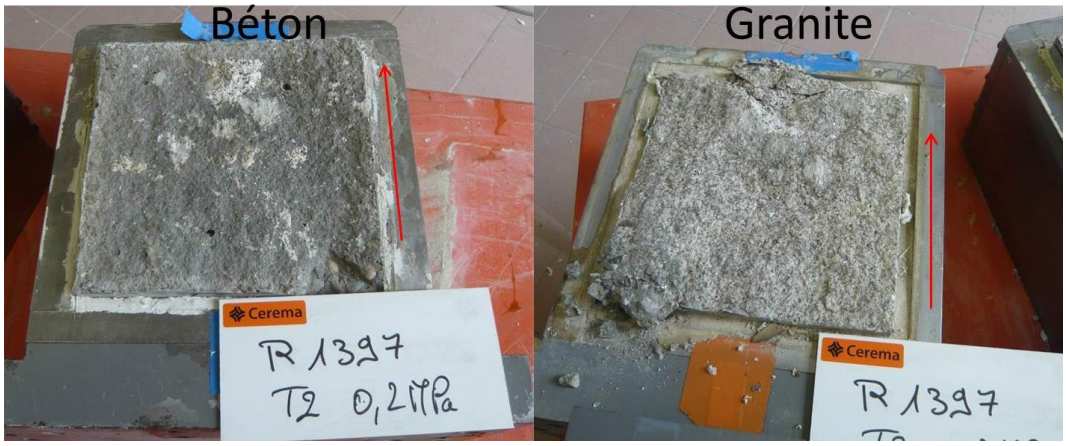


Figure D. 6 Etats des surfaces du béton et du granite après rupture

D.3 Eprouvette T3

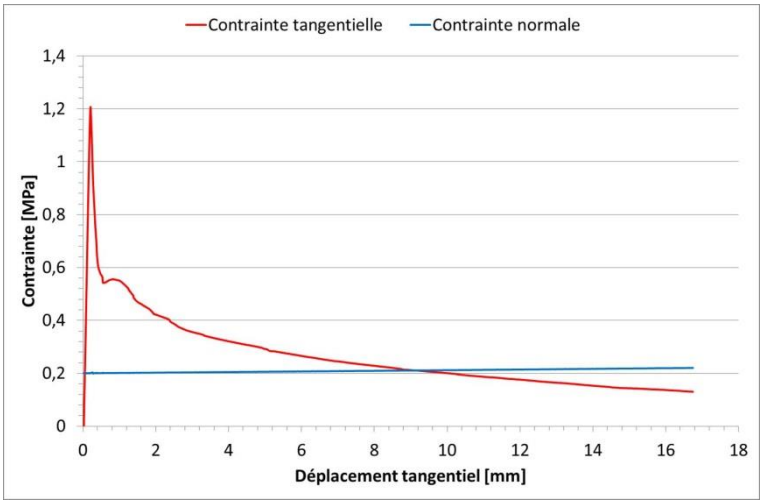


Figure D. 7 Evolution des contraintes tangentielle et normale en fonction du déplacement tangentiel

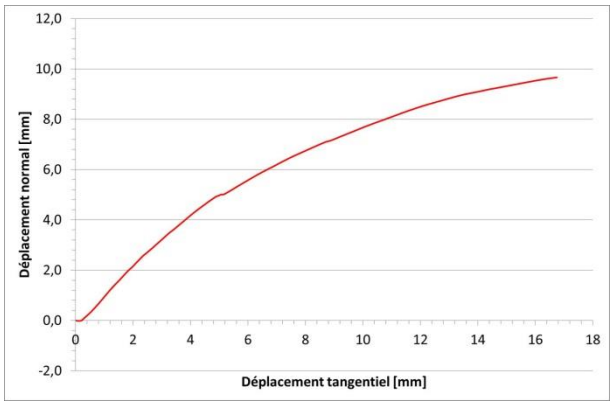


Figure D. 8 Evolution du déplacement normal en fonction du déplacement tangentiel



Figure D. 9 Etats des surfaces du béton et du granite après rupture

D.4 Eprouvette T4

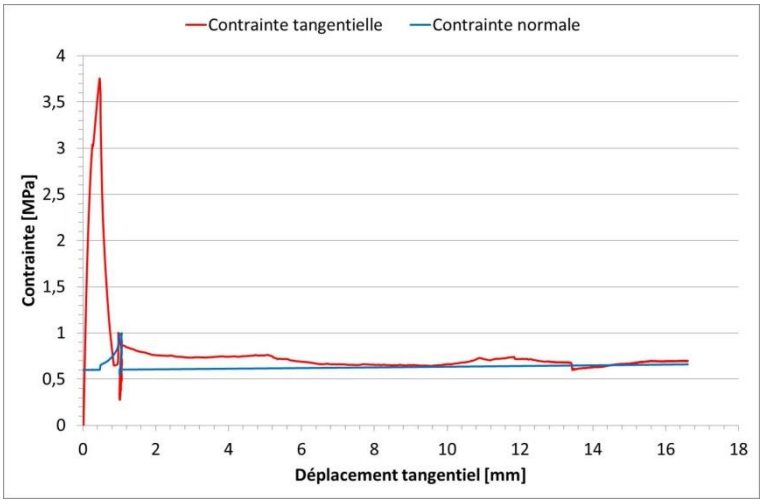


Figure D. 10 Evolution des contraintes tangentielle et normale en fonction du déplacement tangentiel



Figure D. 11 Evolution du déplacement normal en fonction du déplacement tangentiel

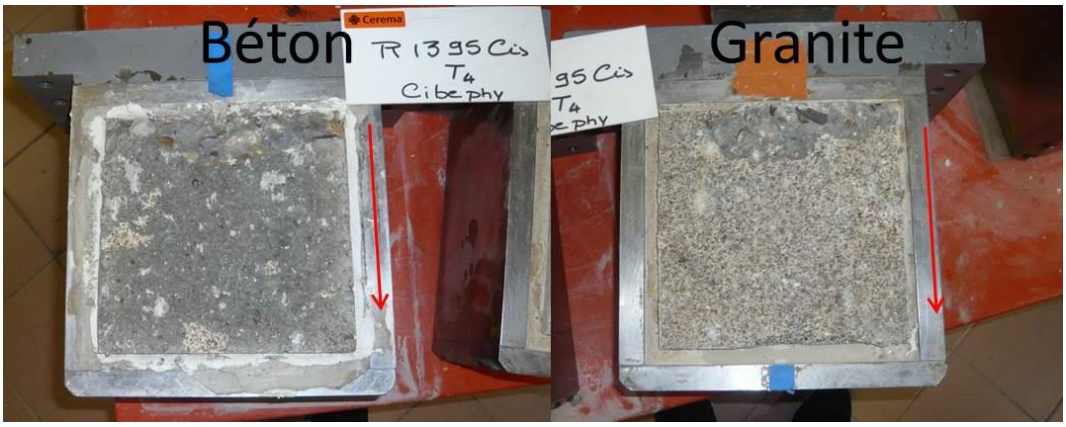


Figure D. 12 Etats des surfaces du béton et du granite après rupture

D.5 Eprouvette T5

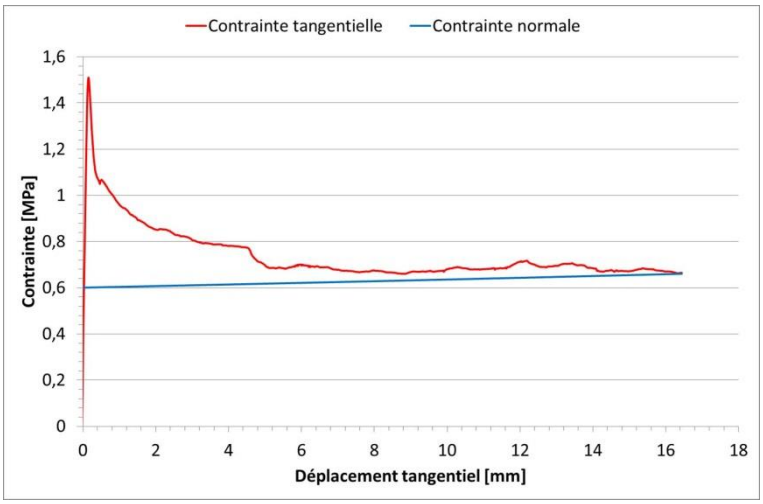


Figure D. 13 Evolution des contraintes tangentielle et normale en fonction du déplacement tangentiel



Figure D. 14 Evolution du déplacement normal en fonction du déplacement tangentiel

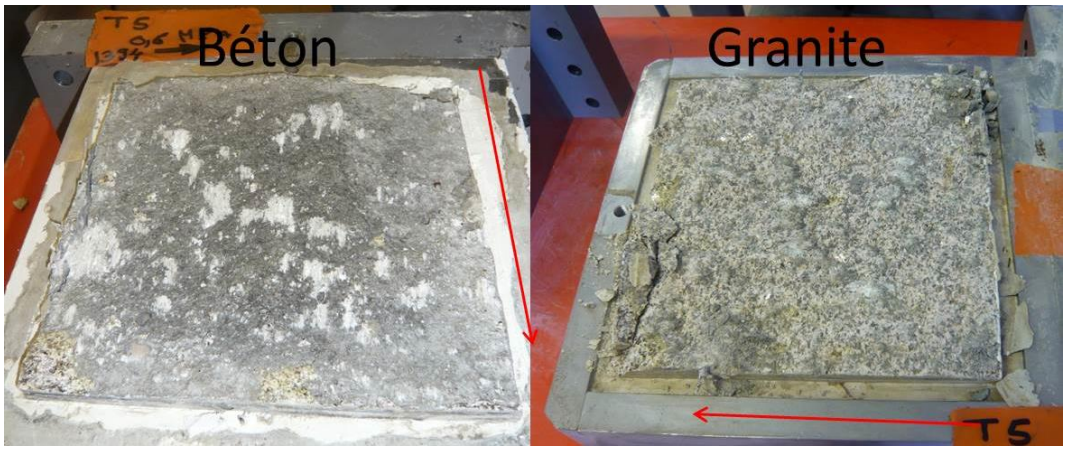


Figure D. 15 Etats des surfaces du béton et du granite après rupture

D.6 Eprouvette T6

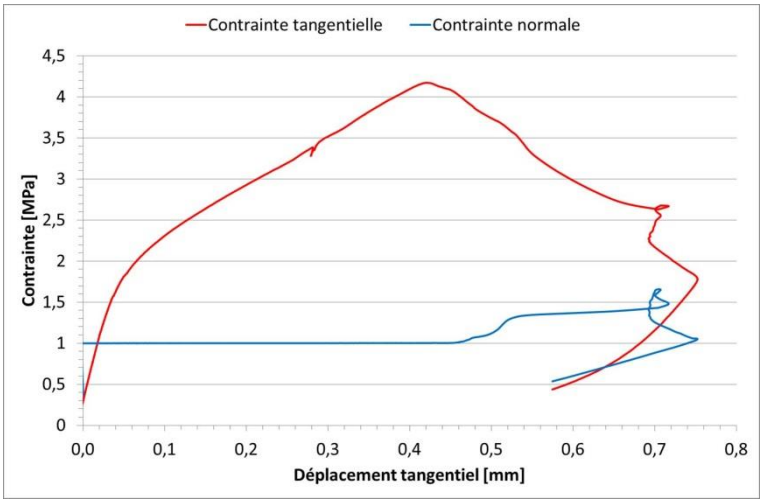


Figure D. 16 Evolution des contraintes tangentielle et normale en fonction du déplacement tangentiel

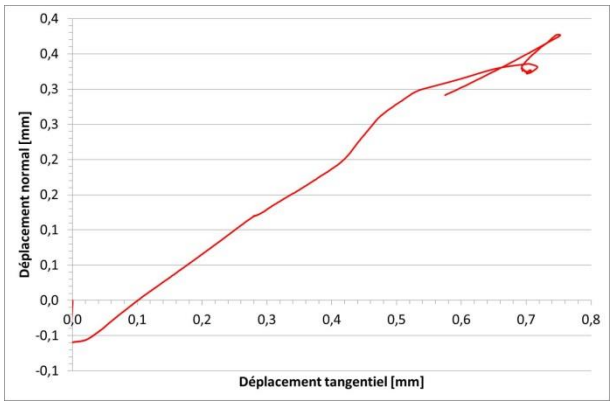


Figure D. 17 Evolution du déplacement normal en fonction du déplacement tangentiel

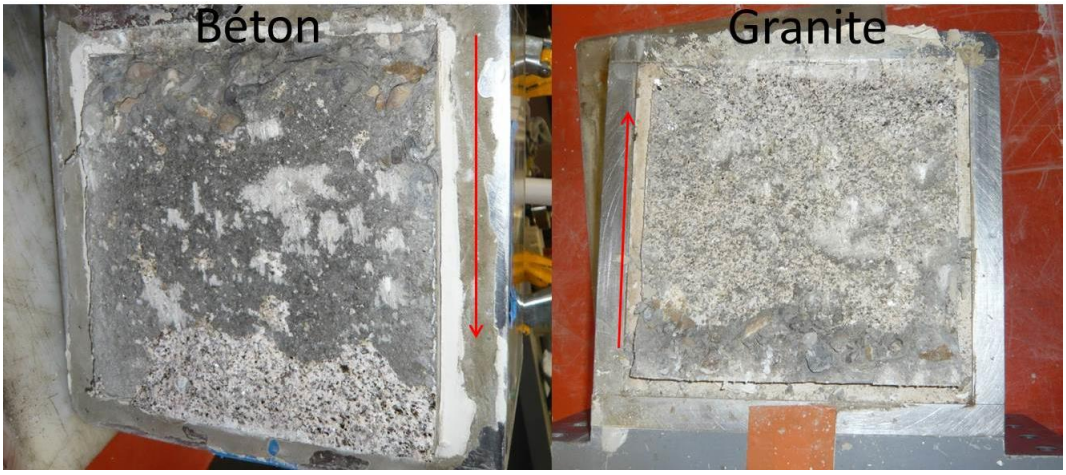


Figure D. 18 Etats des surfaces du béton et du granite après rupture

D.7 Eprouvette T7

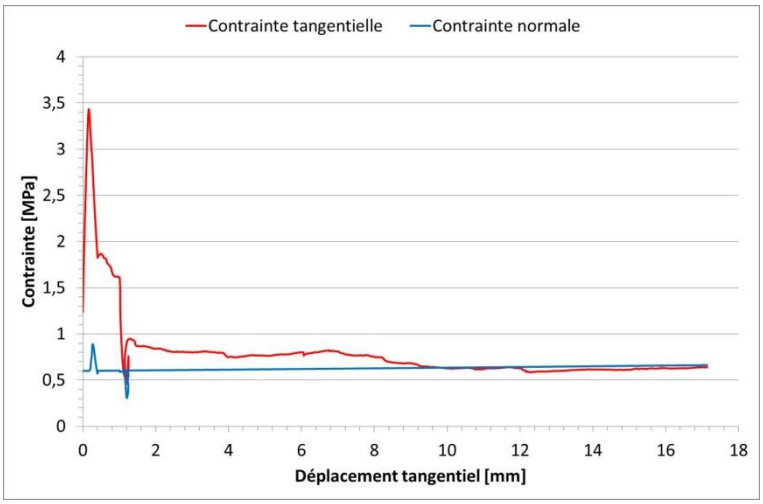


Figure D. 19 Evolution des contraintes tangentielle et normale en fonction du déplacement tangentiel



Figure D. 20 Evolution du déplacement normal en fonction du déplacement tangentiel

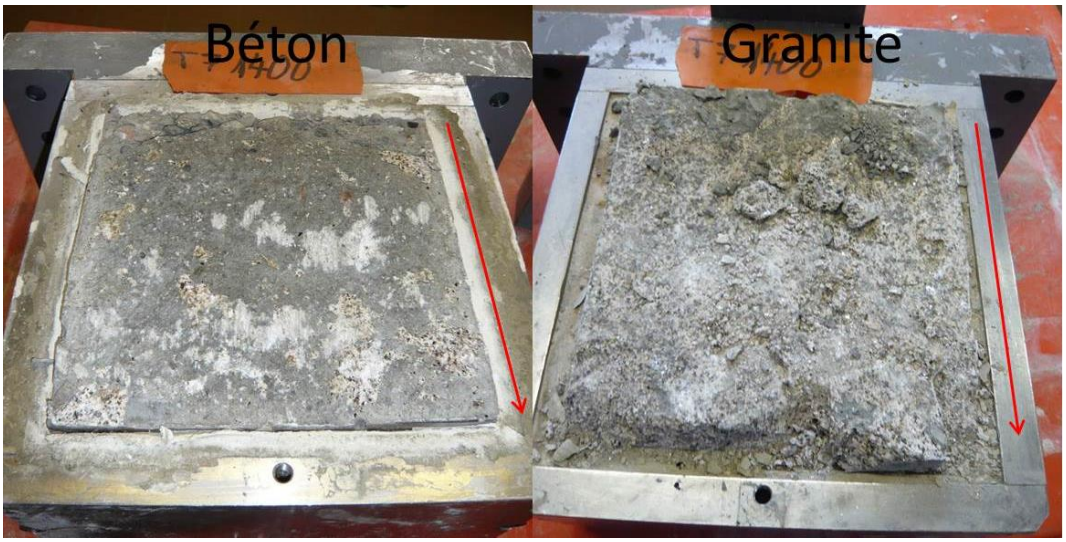


Figure D. 21 Etats des surfaces du béton et du granite après rupture

D.8 Eprouvette T8

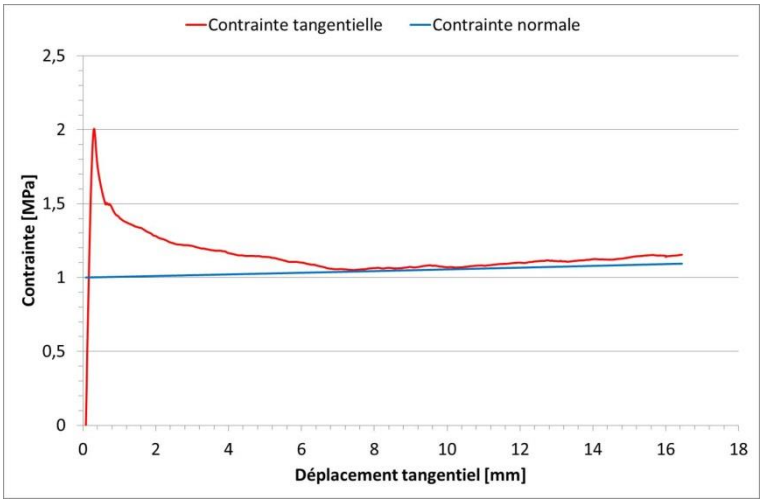


Figure D. 22 Evolution des contraintes tangentielle et normale en fonction du déplacement tangentiel



Figure D. 23 Evolution du déplacement normal en fonction du déplacement tangentiel

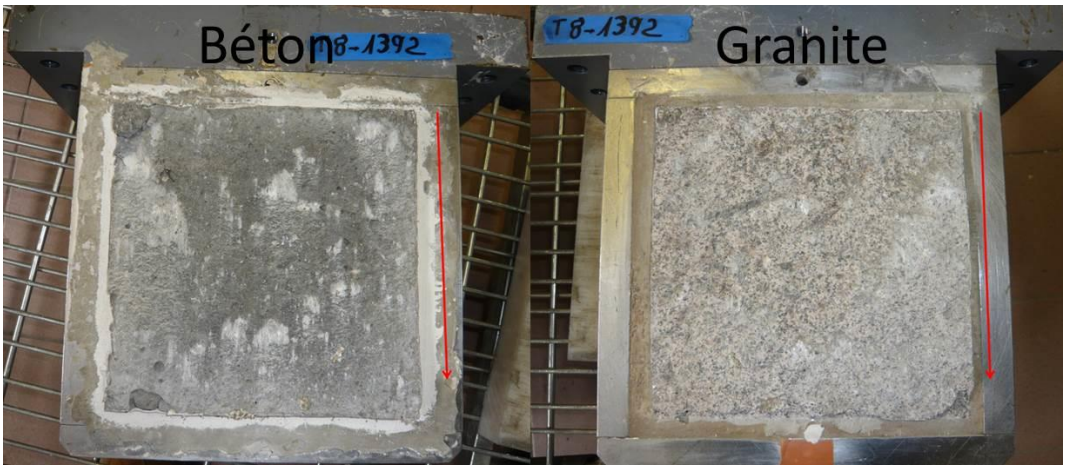


Figure D. 24 Etats des surfaces du béton et du granite après rupture

D.9 Eprouvette T9

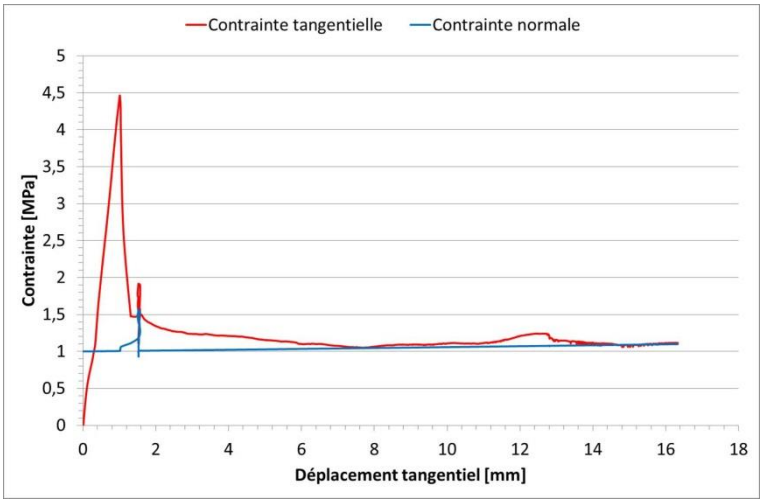


Figure D. 25 Evolution des contraintes tangentielle et normale en fonction du déplacement tangentiel



Figure D. 26 Evolution du déplacement normal en fonction du déplacement tangentiel



Figure D. 27 Etats des surfaces du béton et du granite après rupture

Annexe E : résultats des essais de cisaillement direct à grande échelle – instrumentations

Pour chaque essai, les éléments suivants sont présentés:

- l'évolution des contraintes tangentielle et normale en fonction du temps ;
- les endommagements observés sur l'éprouvette après l'essai et repérés sur le bloc;
- l'évolution des déplacements normaux et de leur moyenne en fonction du temps ;
- l'évolution des déformations corrigées en température des jauges en fonction du temps;
- les mesures d'émissions acoustiques : densité et localisation 2D.

E.1 Eprouvette I7

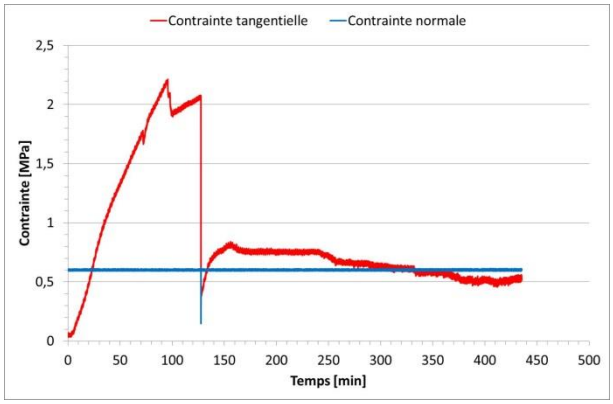


Figure E. 1 Evolution des contraintes tangentielle et normale en fonction du temps

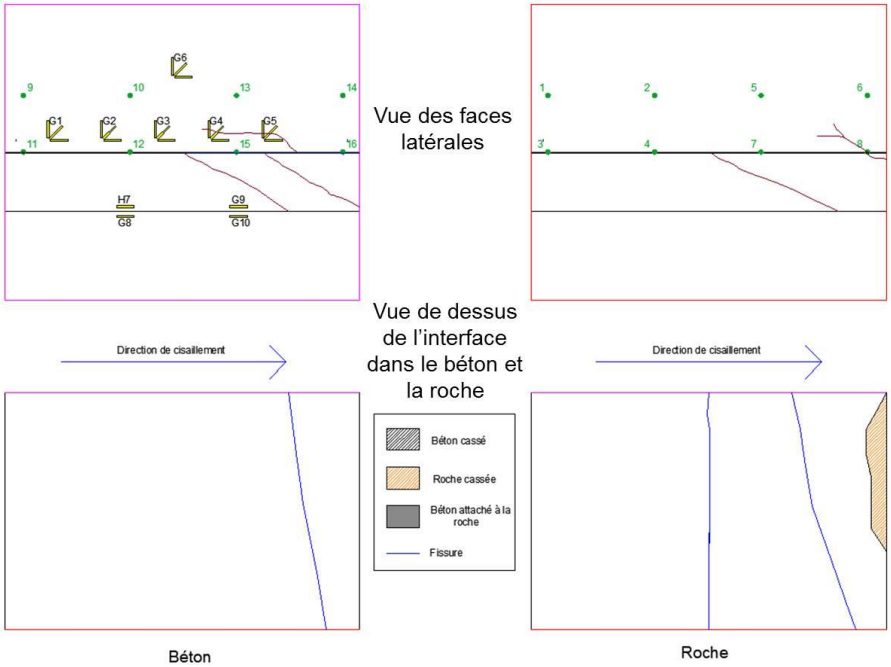


Figure E. 2 Endommagements sur les faces latérales et les deux épontes de l'éprouvette

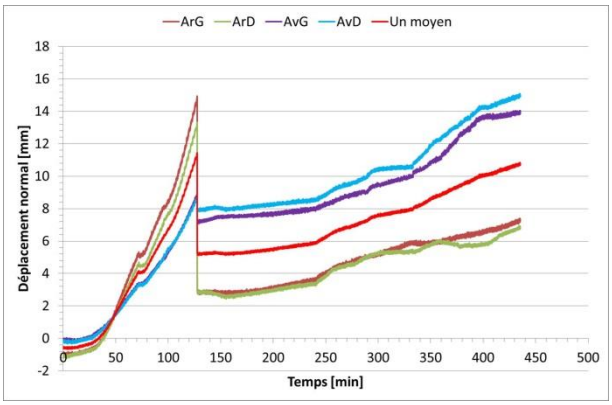


Figure E. 3 Déplacements normaux mesurés aux quatre coins de la demi-boîte supérieure durant l'essai et leur moyenne

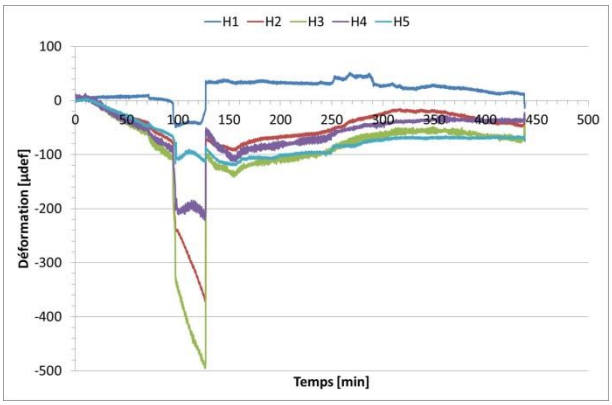


Figure E. 4 Evolution des déformations selon les jauges H1 à H5 durant l'essai

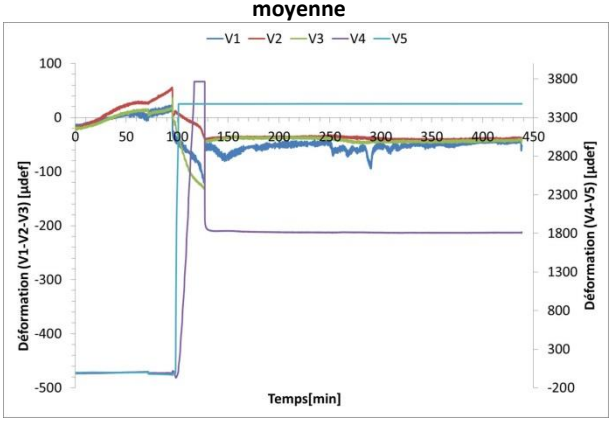


Figure E. 5 Evolution des déformations selon les jauges V1 à V5 durant l'essai

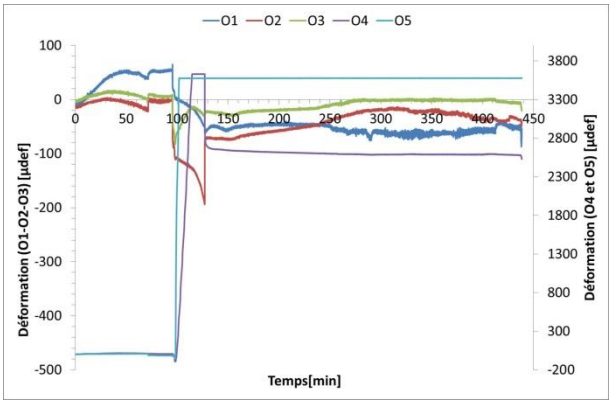
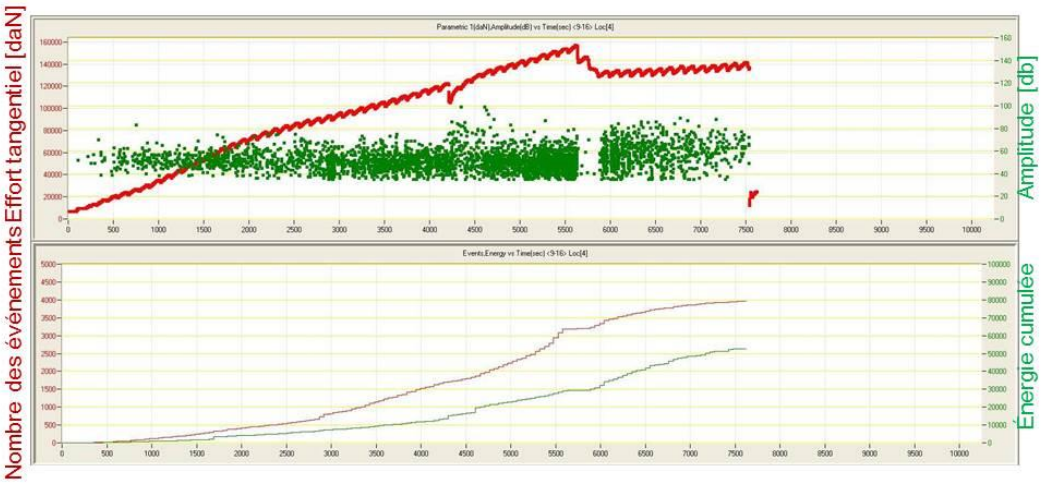


Figure E. 6 Evolution des déformations selon les jauges O1 à O5 durant l'essai



(a) capteurs 1-8



(b) capteurs 9-16

Figure E. 7 Evolution de la densité des évènements acoustiques et de l'effort tangentiel (un des deux vérins) au cours du temps sur les deux faces latérales de l'éprouvette

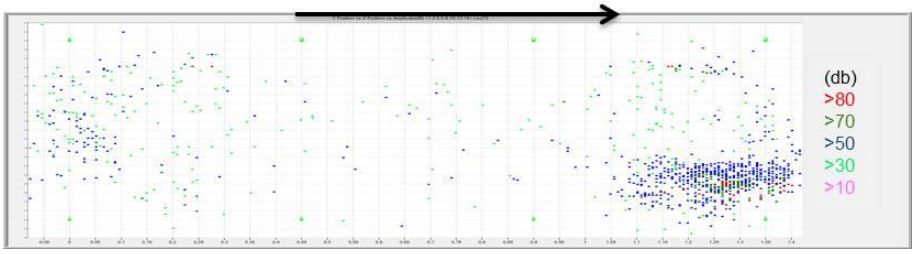


Figure E. 8 Localisation en 2D parallèlement au contact béton-roche des évènements acoustiques cumulés jusqu'au pic 1

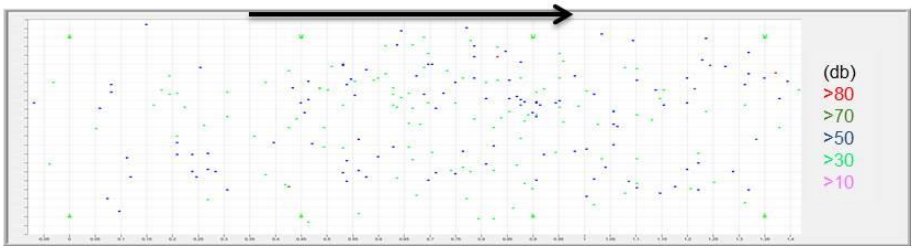


Figure E. 9 Localisation en 2D parallèlement au contact béton-roche des évènements acoustiques non cumulés après pic 1

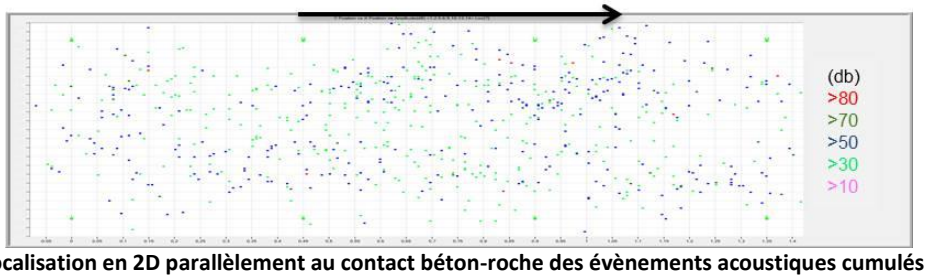


Figure E. 10 Localisation en 2D parallèlement au contact béton-roche des évènements acoustiques cumulés entre les pics 1 et 2

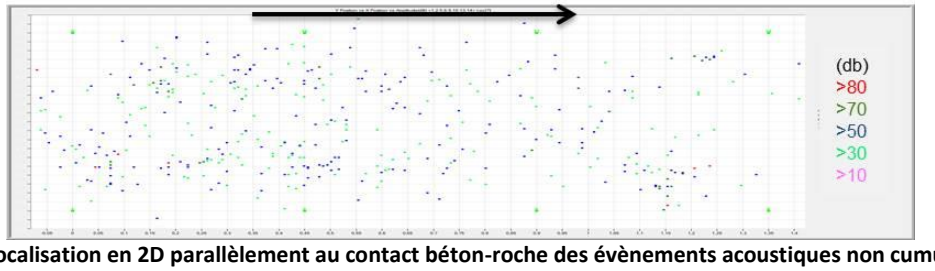


Figure E. 11 Localisation en 2D parallèlement au contact béton-roche des évènements acoustiques non cumulés avant le

pic 2

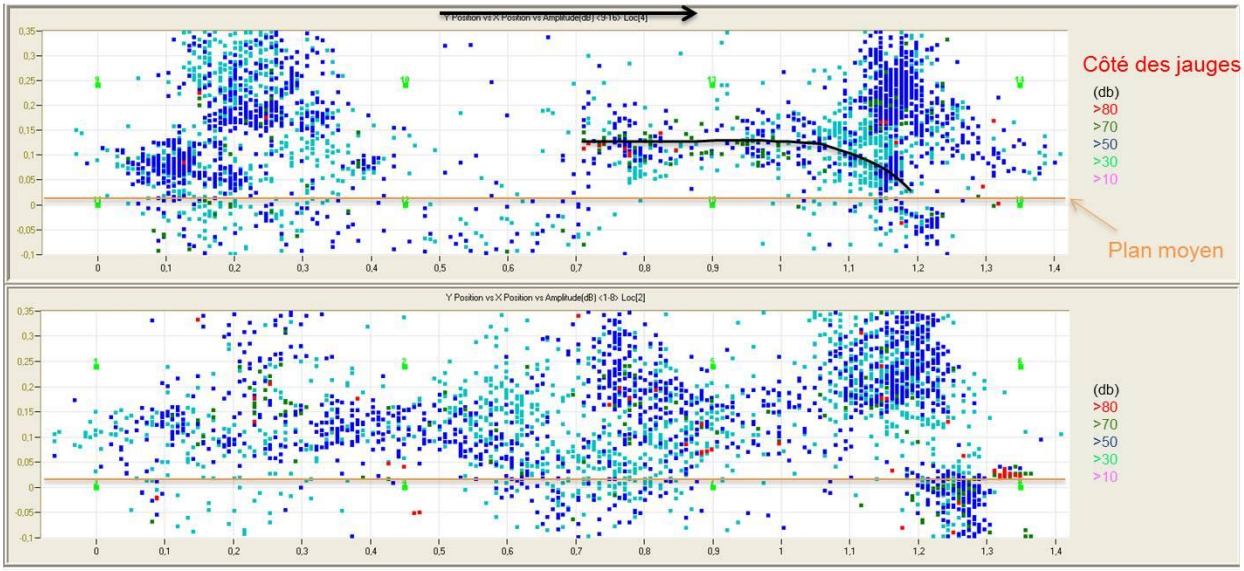


Figure E. 12 Localisation 2D des événements acoustiques cumulés jusqu'à la rupture sur les deux faces latérales de l'éprouvette

E.2 Eprouvette I2

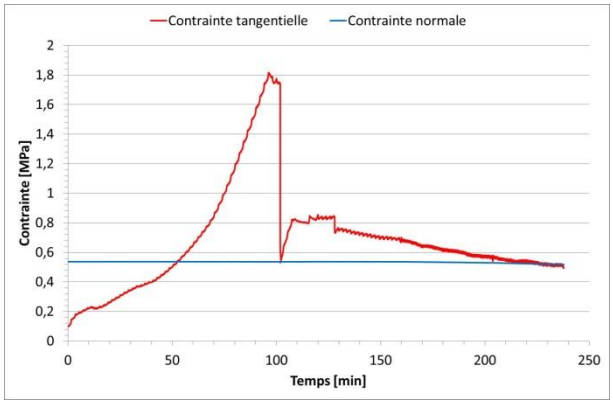


Figure E. 13 Evolution des contraintes tangentielle et normale en fonction du temps

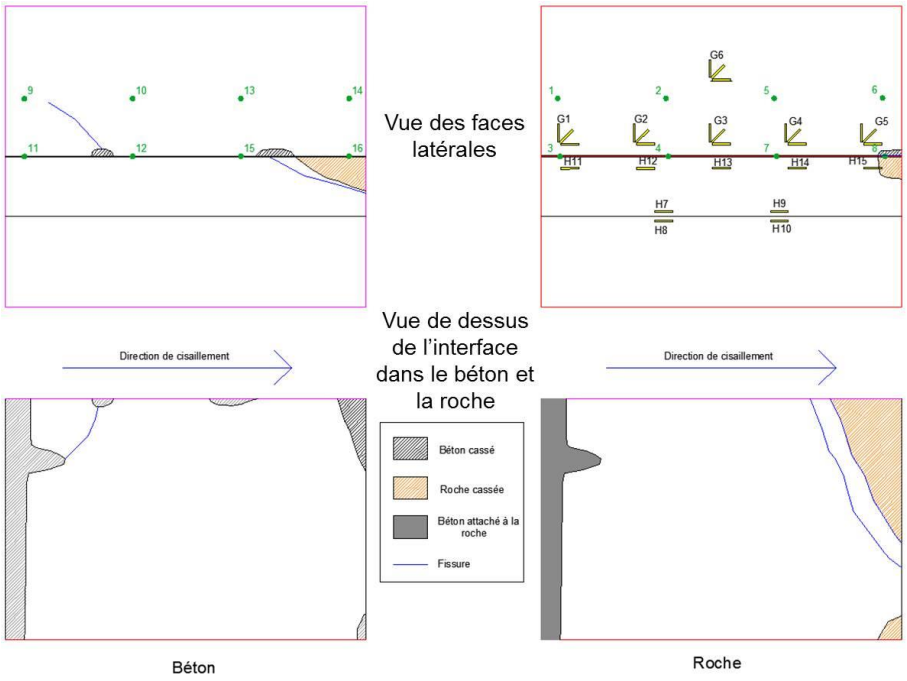


Figure E. 14 Endommagements sur les faces latérales et les deux épontes de l'éprouvette

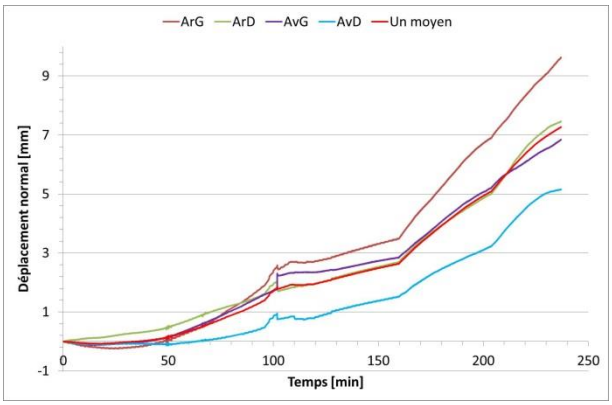


Figure E. 15 Déplacements normaux mesurés aux quatre coins de la demi-boîte supérieure durant l'essai et leur moyenne

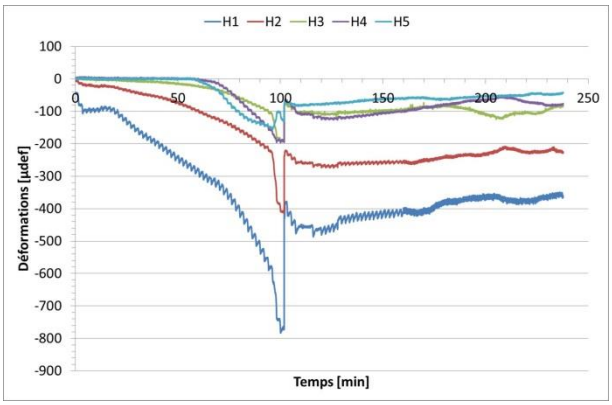


Figure E. 16 Evolution des déformations selon les jauges H1 à H5 durant l'essai

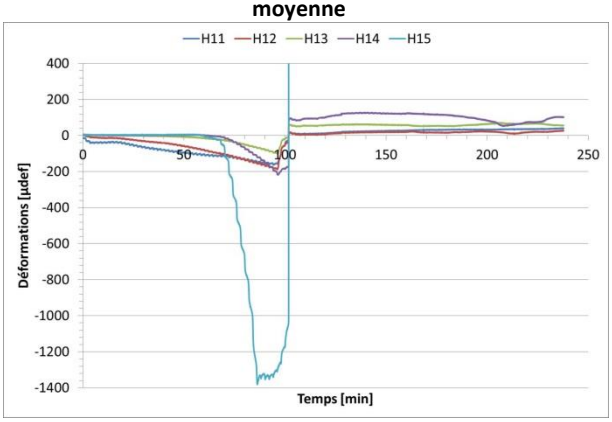


Figure E. 17 Evolution des déformations selon les jauges H11 à H15 durant l'essai

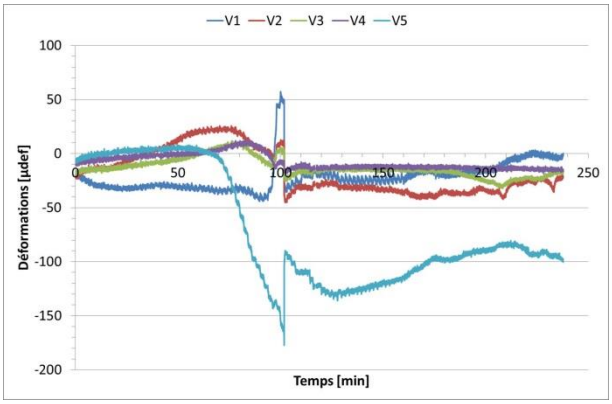


Figure E. 18 Evolution des déformations selon les jauges V1 à V5 durant l'essai

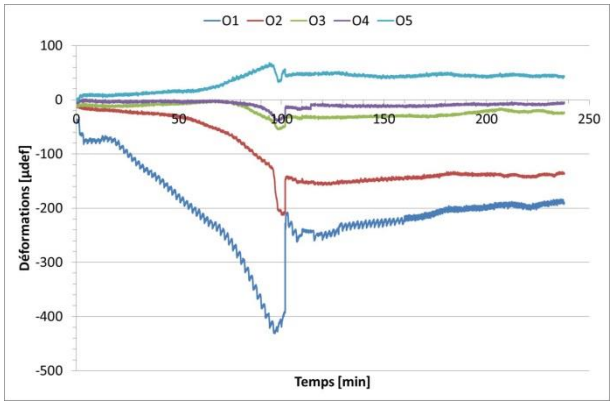
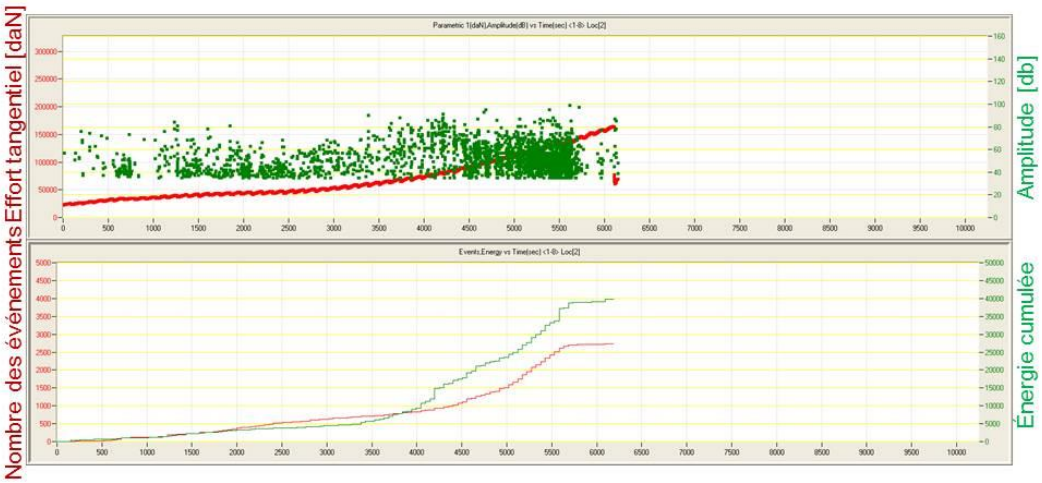
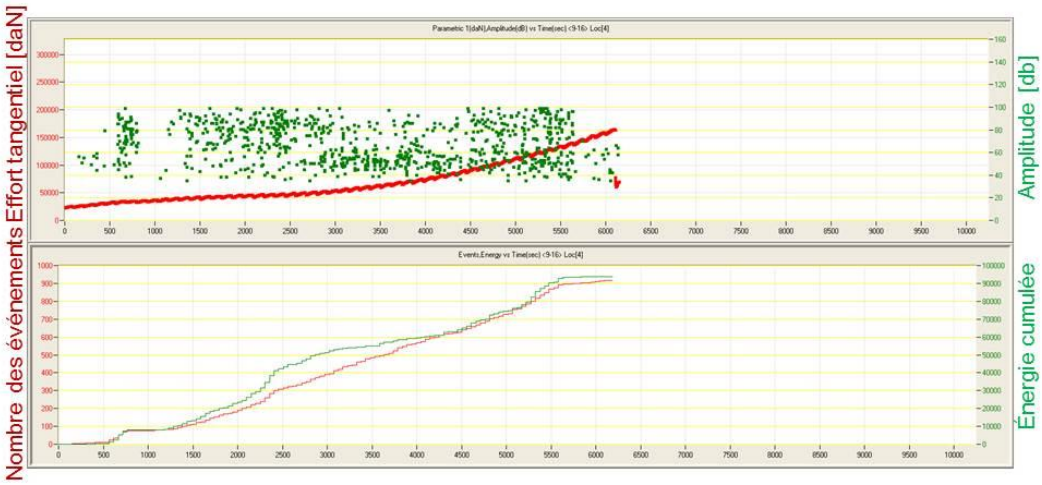


Figure E. 19 Evolution des déformations selon les jauges O1 à O5 durant l'essai

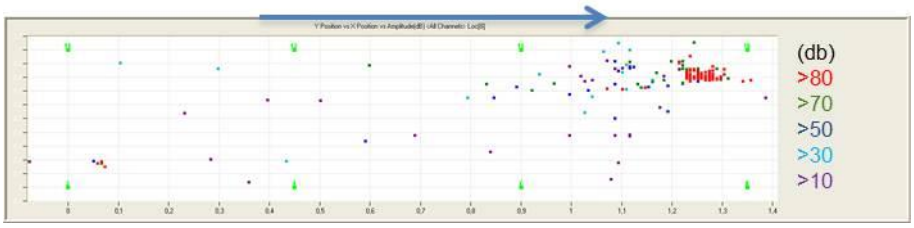


(a) capteurs 1-8

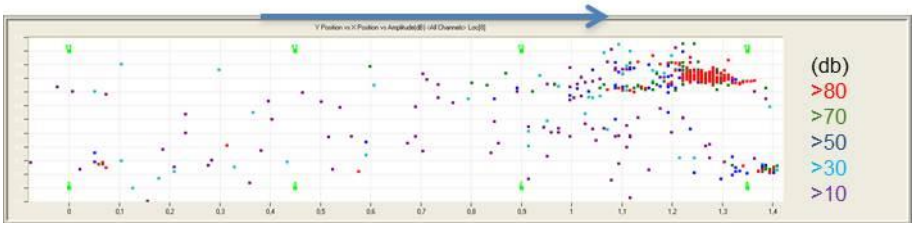


(b) capteurs 9-16

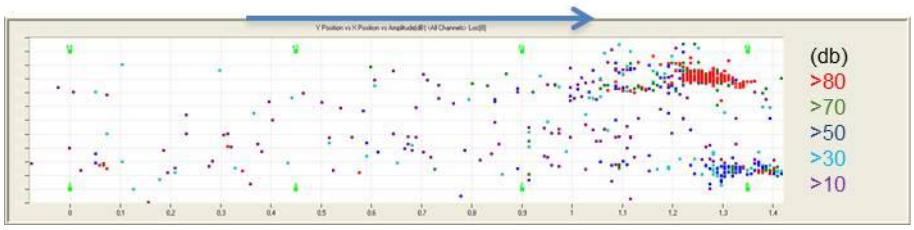
Figure E. 20 Evolution de la densité des évènements acoustiques et de l'effort tangentiel (un des deux vérins) au cours du temps sur les deux faces latérales de l'éprouvette



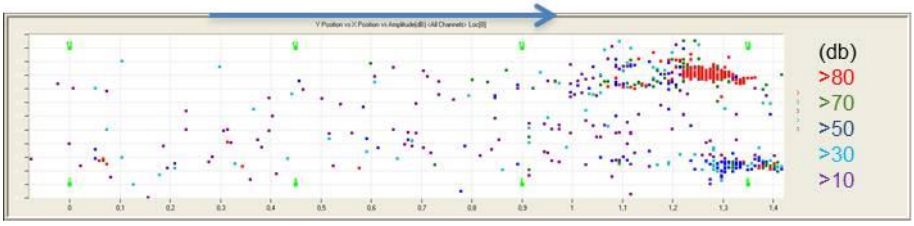
(a) jusqu'à 50min



(b) Jusqu'à 83min

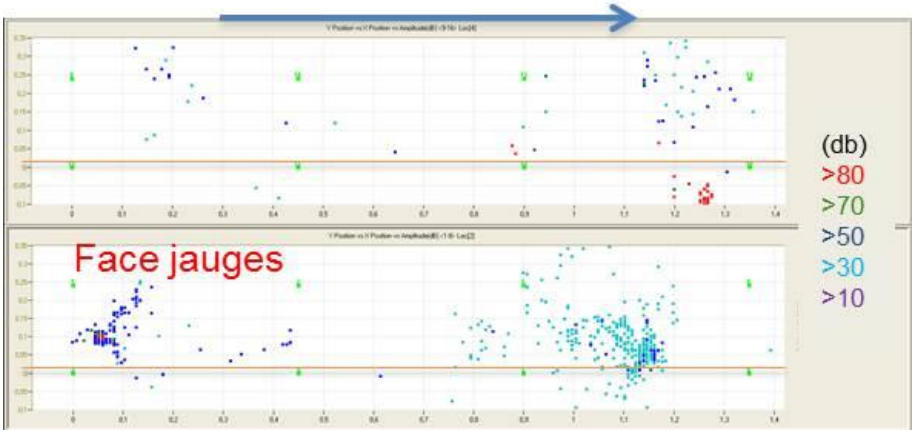


(c) Jusqu'à 96min

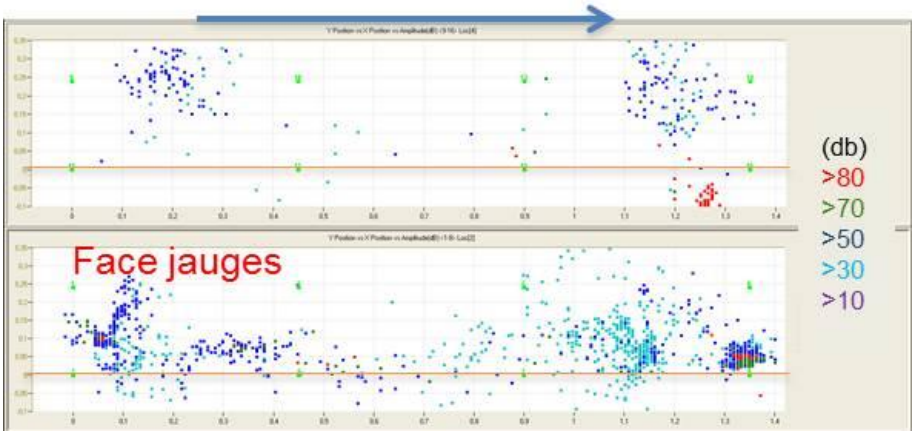


(d) Jusqu'à 103min

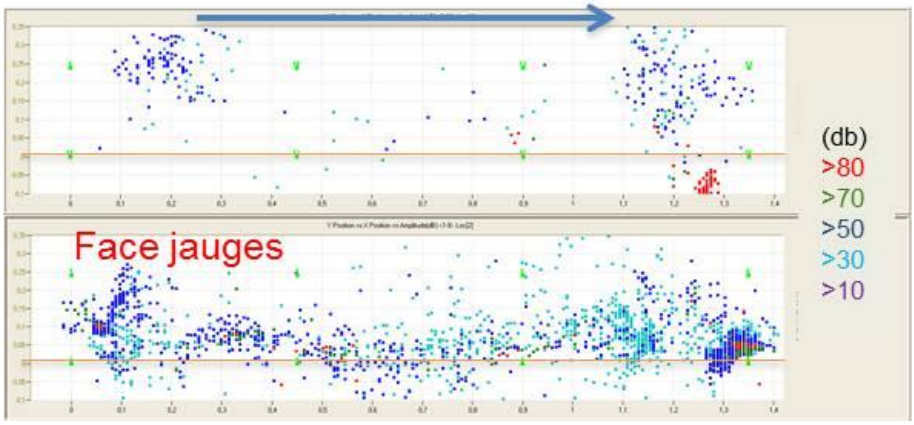
Figure E. 21 Localisation en 2D parallèlement au contact béton-roche des évènements acoustiques cumulés à différents instant de l'essai



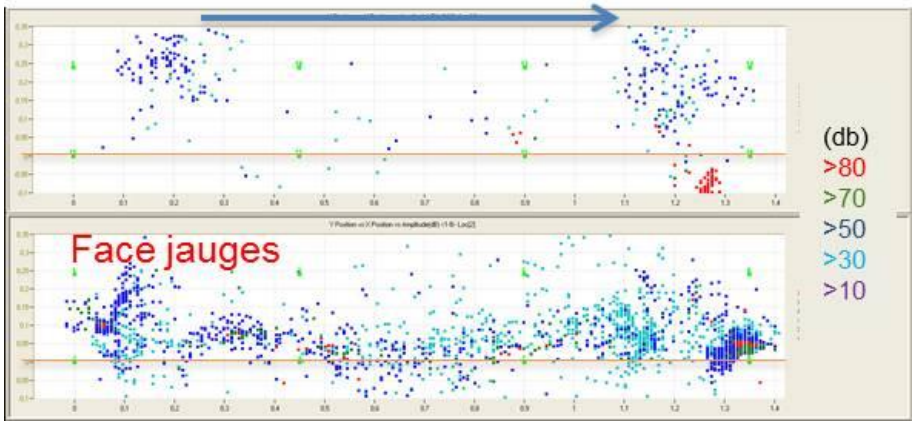
(a) jusqu'à 50min



(b) Jusqu'à 83min



(c) Jusqu'à 96min



(d) Jusqu'à 103min

Figure E. 22 Localisation 2D des événements acoustiques cumulés à différents instants sur les deux faces latérales de l'éprouvette

E.3 Eprouvette I9

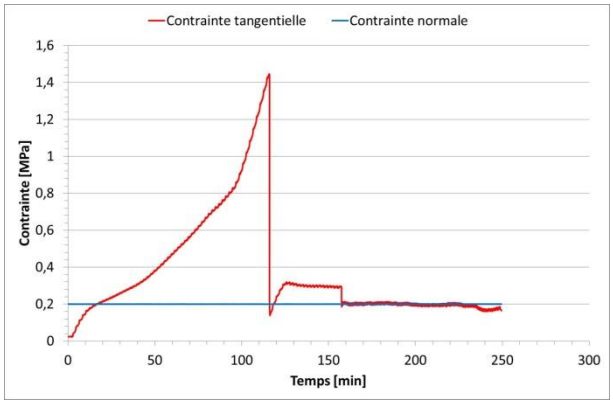


Figure E. 23 Evolution des contraintes tangentielle et normale en fonction du temps

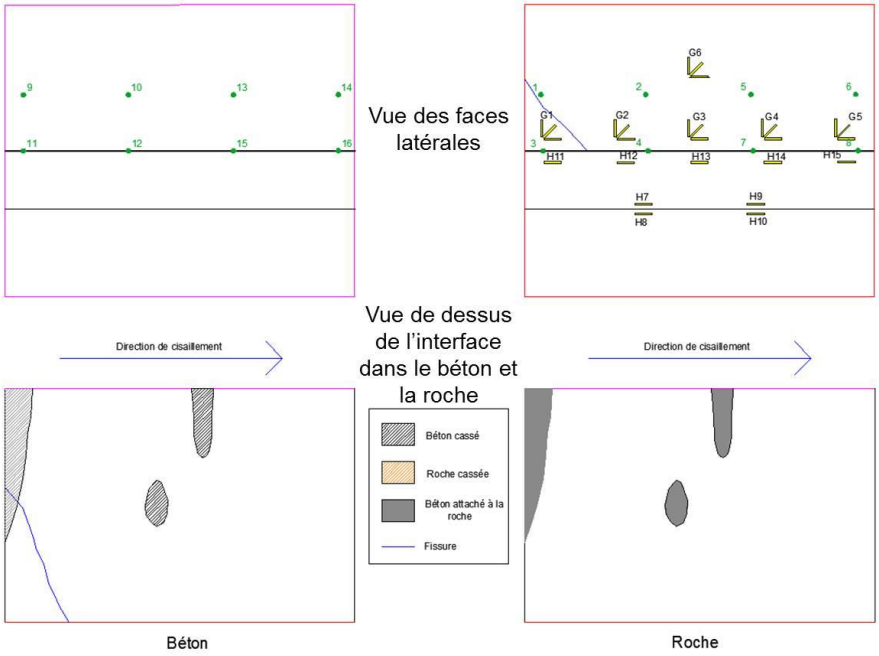


Figure E. 24 Endommagements sur les faces latérales et les deux épontes de l'éprouvette

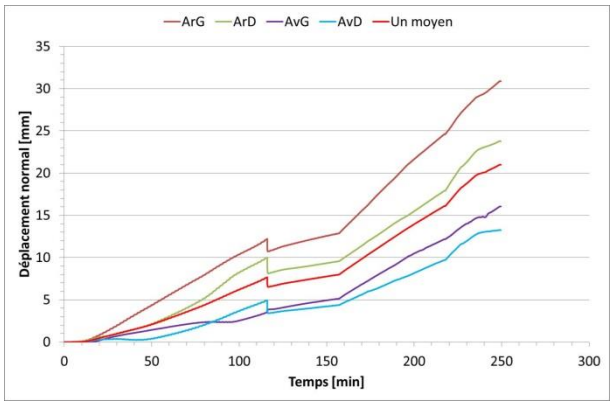
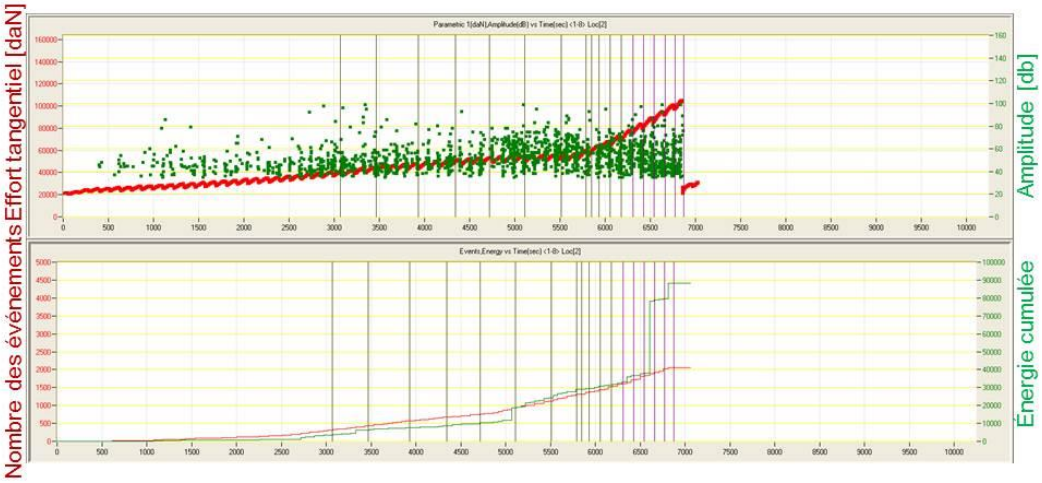
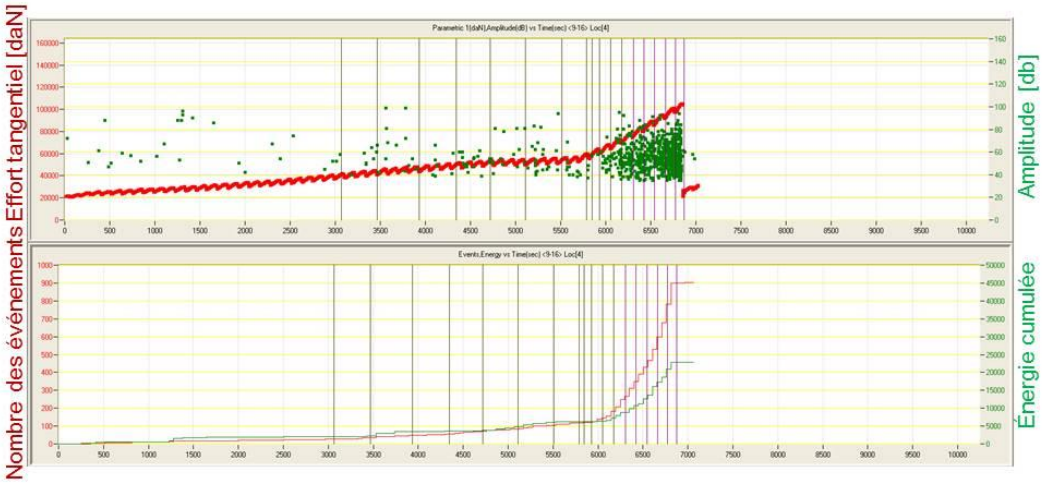


Figure E. 25 Déplacements normaux mesurés aux quatre coins de la demi-boîte supérieure durant l'essai et leur moyenne

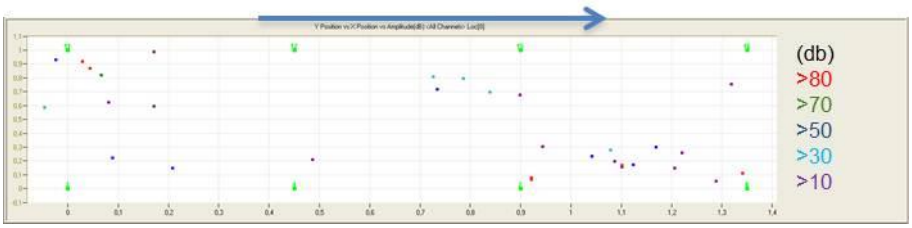


(a) capteurs 1-8

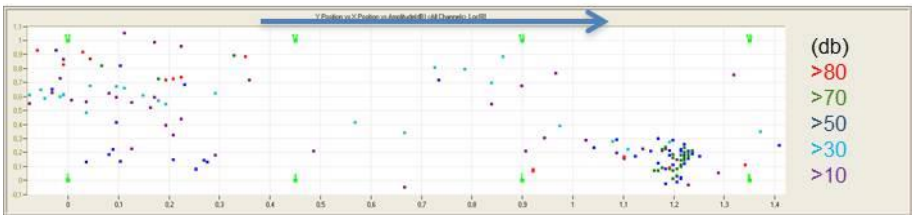


(b) capteurs 9-16

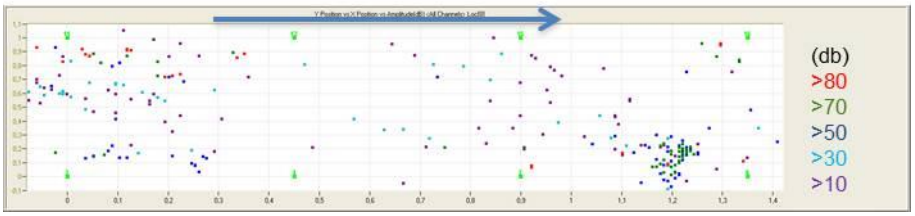
Figure E. 26 Evolution de la densité des évènements acoustiques et de l'effort tangentiel (un des deux vérins) au cours du temps sur les deux faces latérales de l'éprouvette



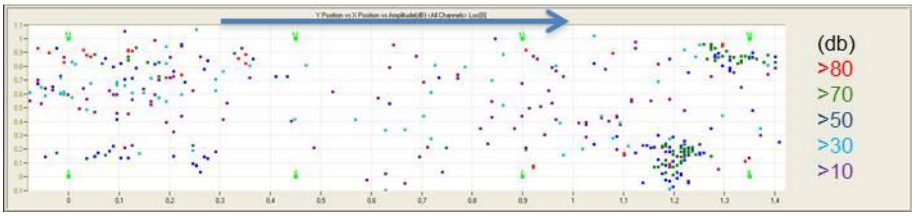
(a) jusqu'à 60min



(b) Jusqu'à 95min



(c) Jusqu'à 108min



(d) Jusqu'à 115min

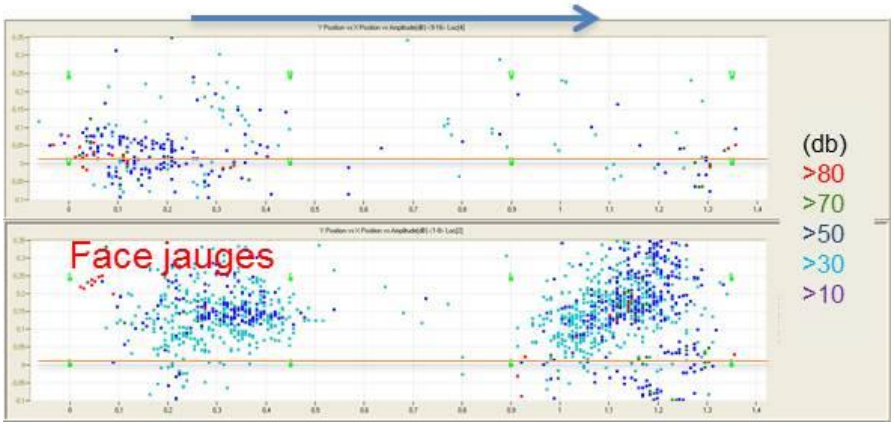
Figure E. 27 Localisation en 2D parallèlement au contact béton-roche des évènements acoustiques cumulés à différents instant de l'essai



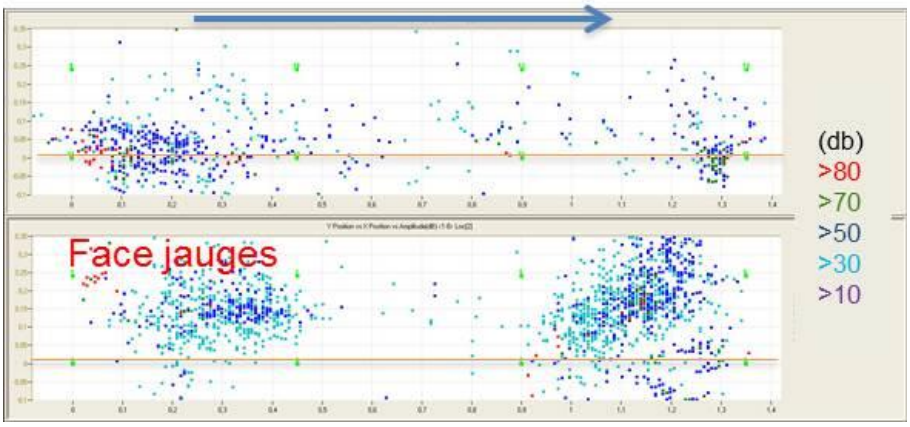
(a) jusqu'à 60min



(b) Jusqu'à 95min



(c) Jusqu'à 108min



(d) Jusqu'à 115min

Figure E. 28 Localisation 2D des événements acoustiques cumulés à différents instants sur les deux faces latérales de l'éprouvette

E.4 Eprouvette I1 - premier essai sous $\sigma_n = 1MPa$

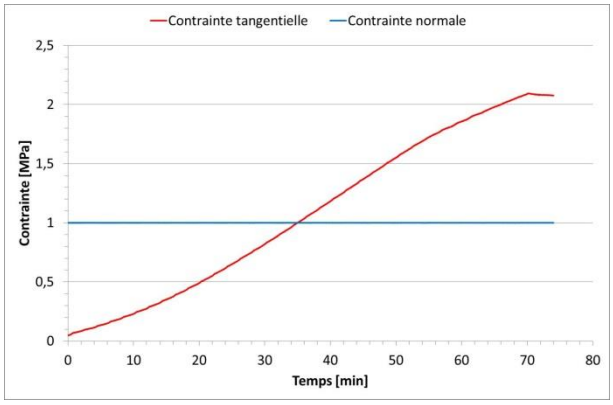


Figure E. 29 Evolution des contraintes tangentielle et normale en fonction du temps

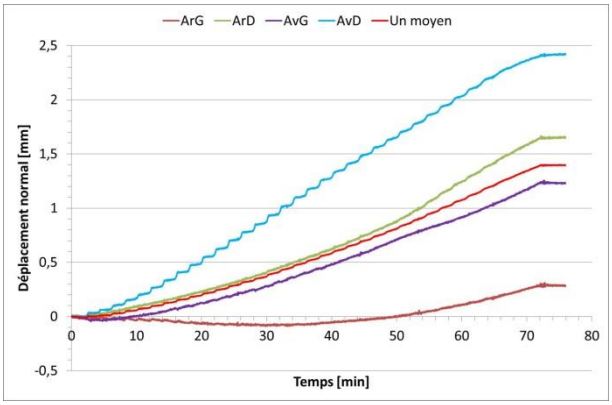


Figure E. 30 Déplacements normaux mesurés aux quatre coins de la demi-boîte supérieure durant l'essai et leur moyenne

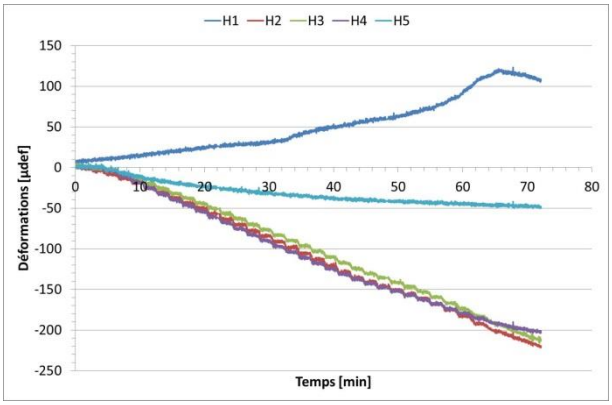


Figure E. 31 Evolution des déformations selon les jauges H1 à H5 durant l'essai

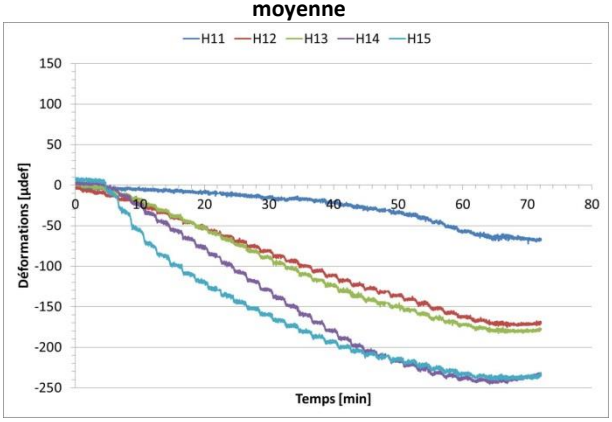


Figure E. 32 Evolution des déformations selon les jauges H11 à H15 durant l'essai

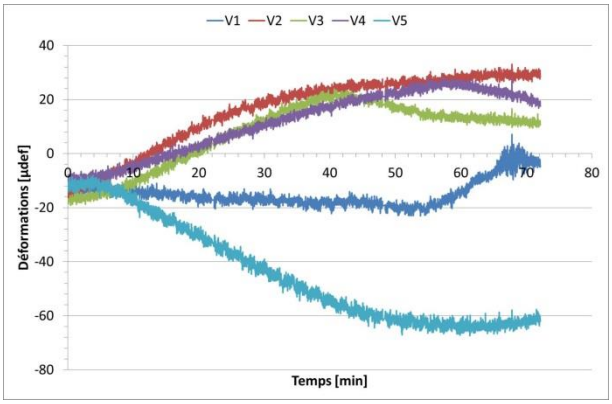


Figure E. 33 Evolution des déformations selon les jauges V1 à V5 durant l'essai

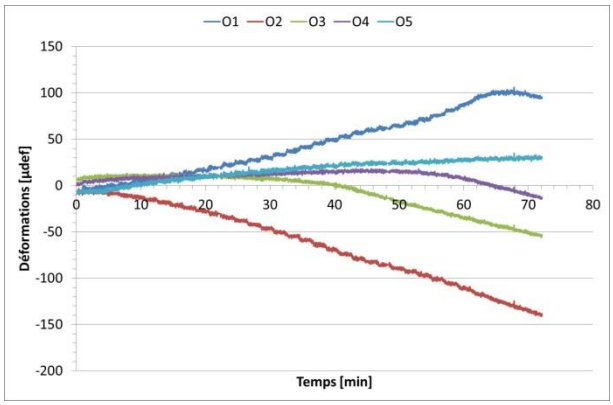
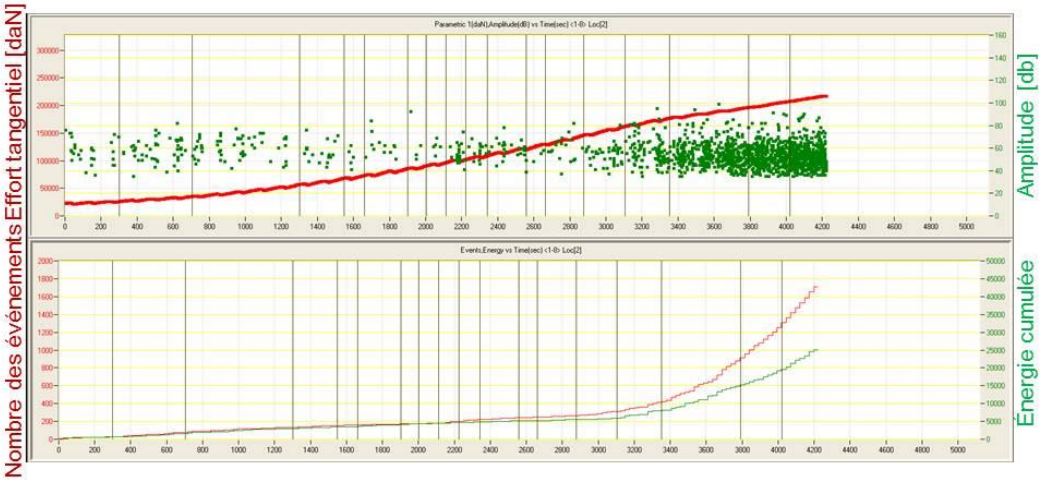
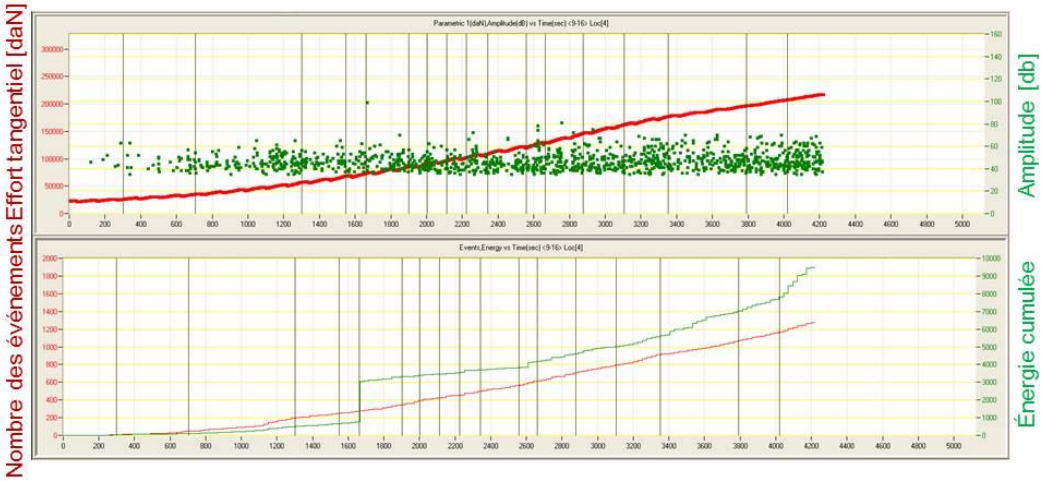


Figure E. 34 Evolution des déformations selon les jauges O1 à O5 durant l'essai

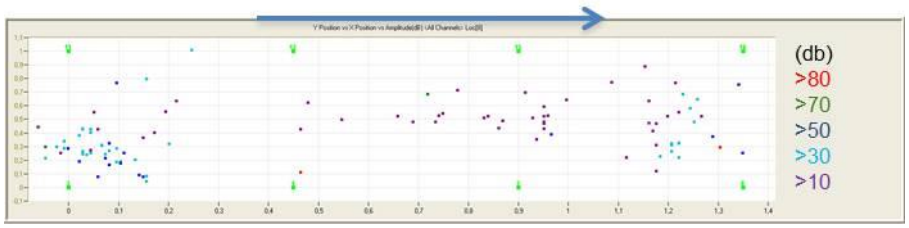


(a) capteurs 1-8

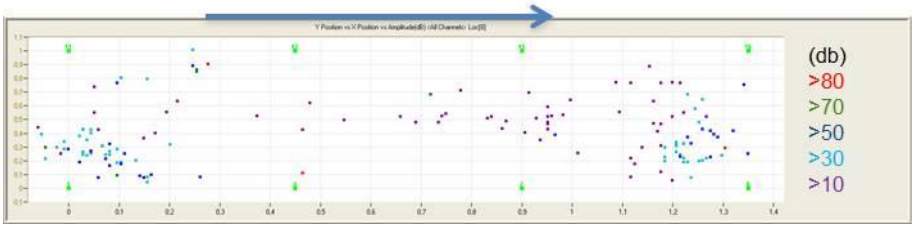


(b) capteurs 9-16

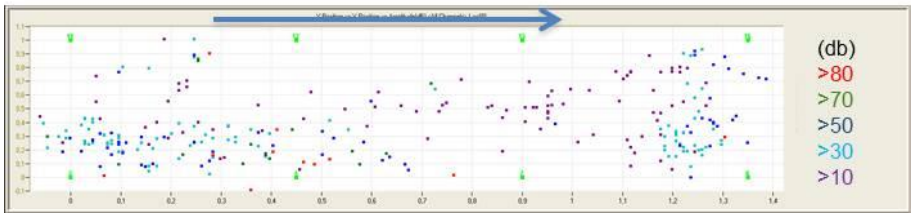
Figure E. 35 Evolution de la densité des évènements acoustiques et de l'effort tangentiel (un des deux vérins) au cours du temps sur les deux faces latérales de l'éprouvette



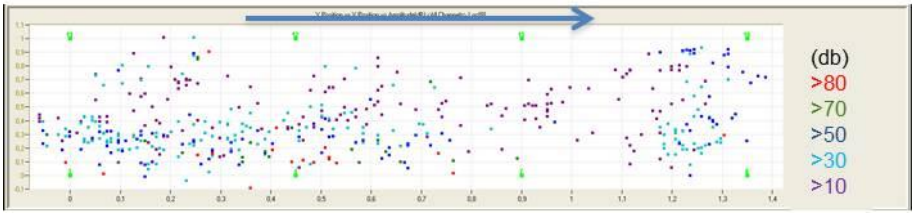
(a) jusqu'à 35min



(b) Jusqu'à 50min

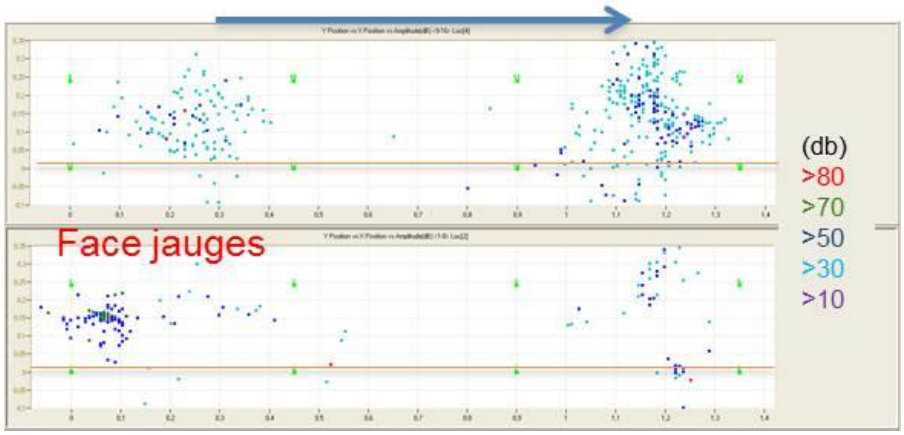


(c) Jusqu'à 63min

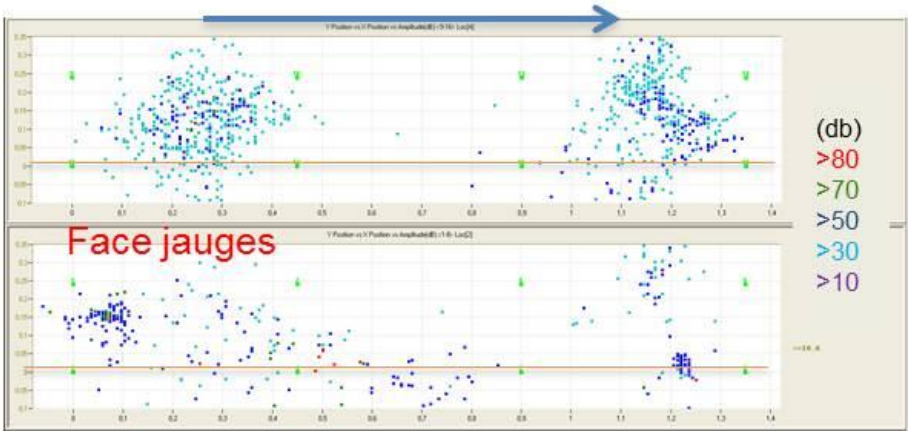


(d) Jusqu'à 70min

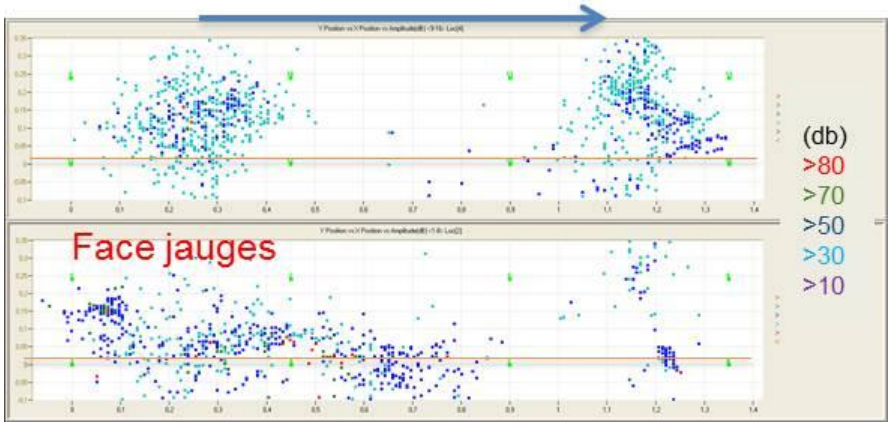
Figure E. 36 Localisation en 2D parallèlement au contact béton-roche des évènements acoustiques cumulés à différents instant de l'essai



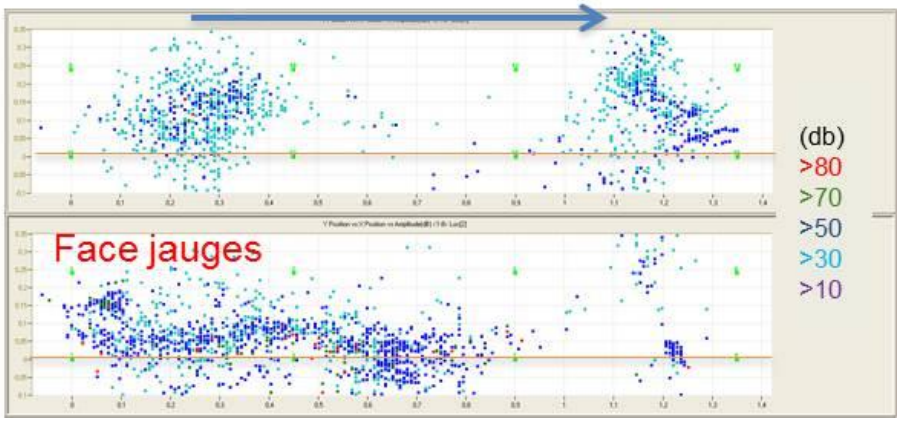
(a) jusqu'à 35min



(b) Jusqu'à 50min



(c) Jusqu'à 63min



(d) Jusqu'à 70min

Figure E. 37 Localisation 2D des événements acoustiques cumulés à différents instants sur les deux faces latérales de l'éprouvette

E.5 Eprouvette I1 - deuxième essai sous $\sigma_n = 0,6MPa$

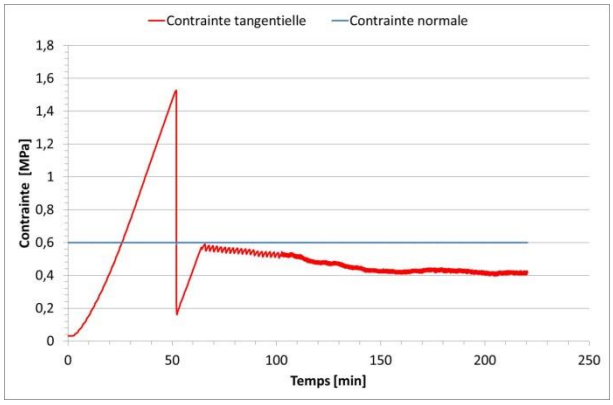


Figure E. 38 Evolution des contraintes tangentielle et normale en fonction du temps

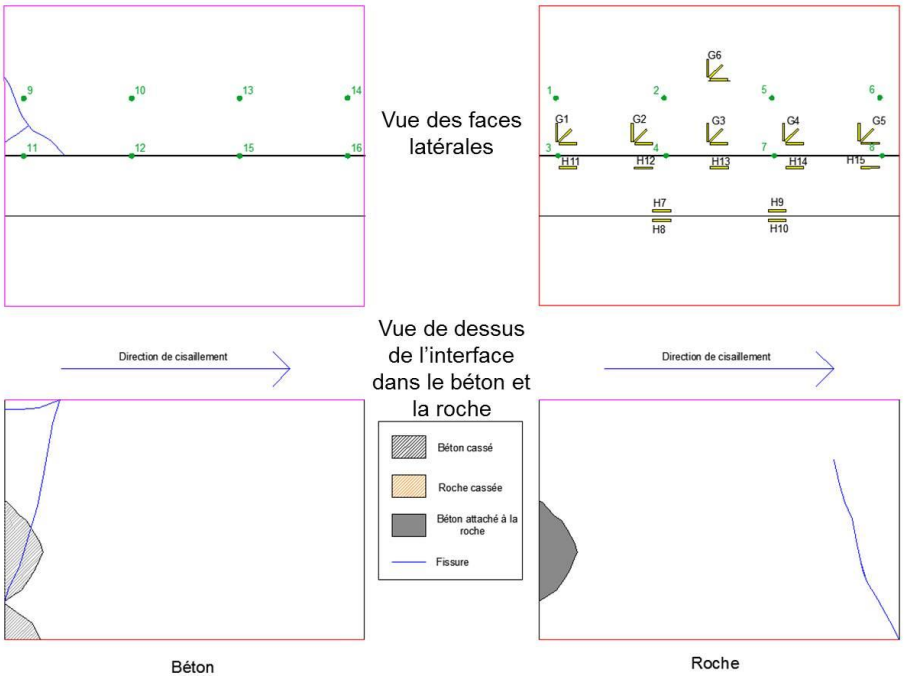


Figure E. 39 Endommagements sur les faces latérales et les deux épontes de l'éprouvette

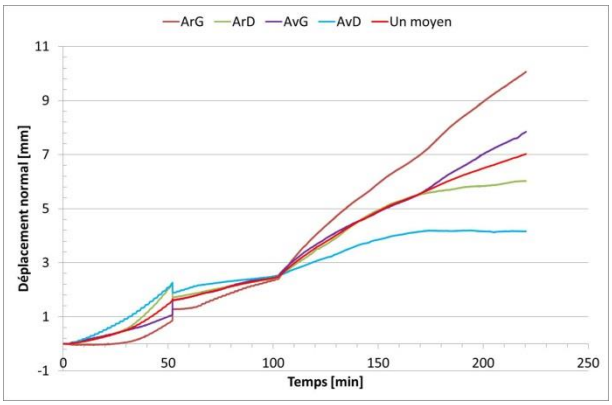


Figure E. 40 Déplacements normaux mesurés aux quatre coins de la demi-boîte supérieure durant l'essai et leur moyenne

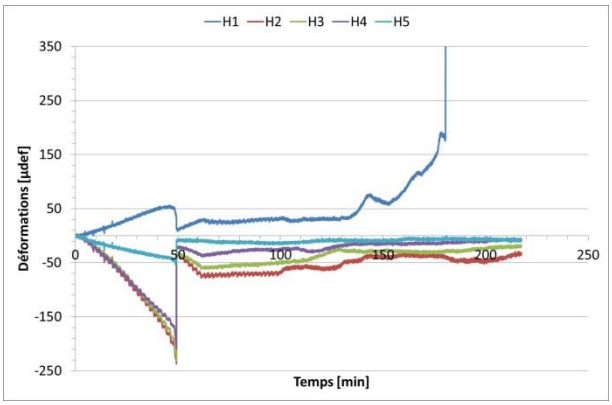


Figure E. 41 Evolution des déformations selon les jauges H1 à H5 durant l'essai

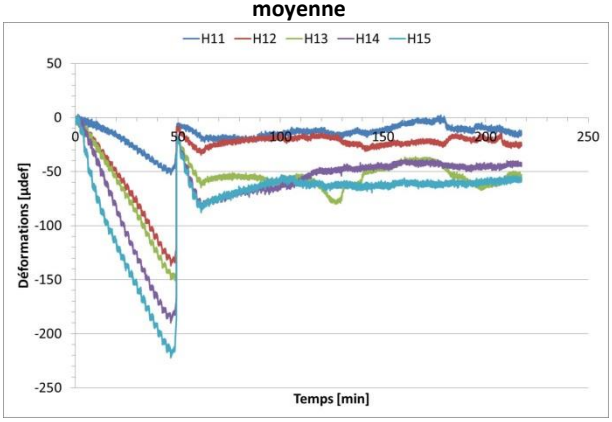


Figure E. 42 Evolution des déformations selon les jauges H11 à H15 durant l'essai

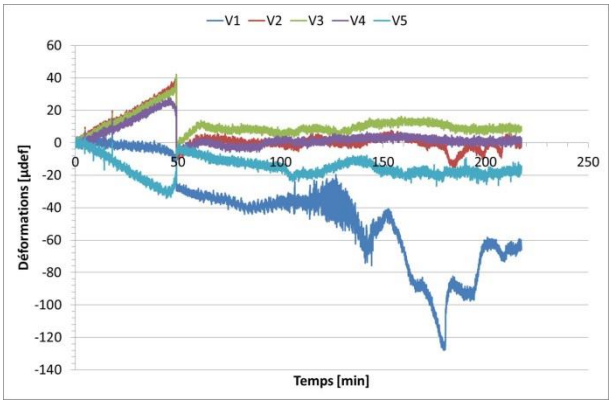


Figure E. 43 Evolution des déformations selon les jauges V1 à V5 durant l'essai

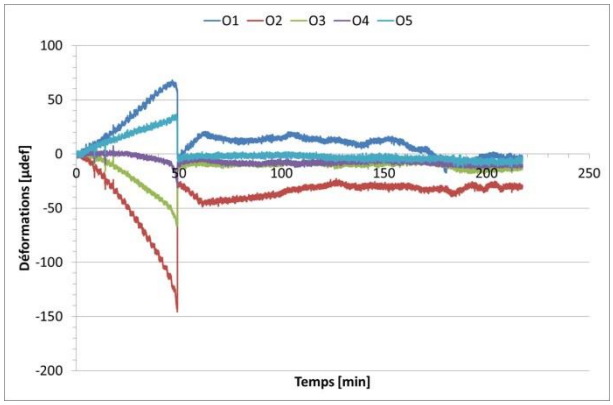
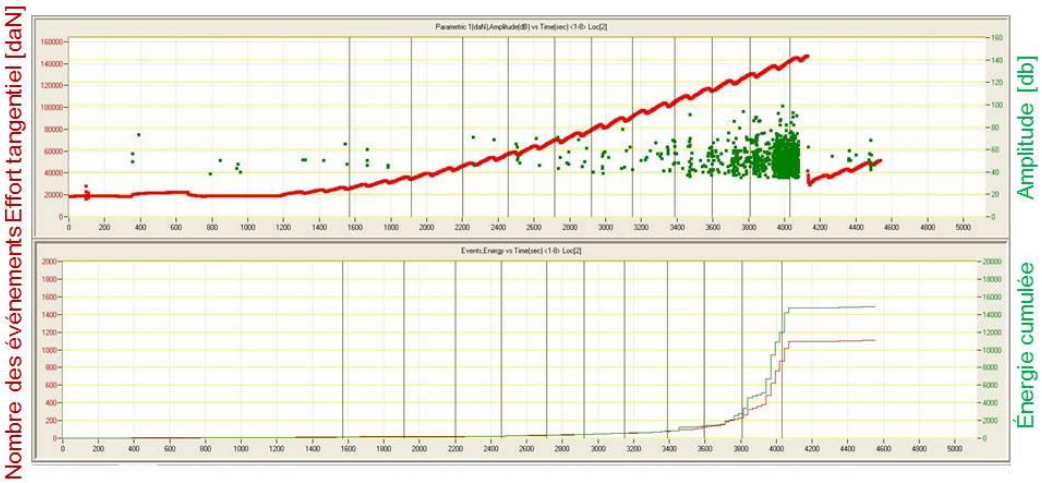
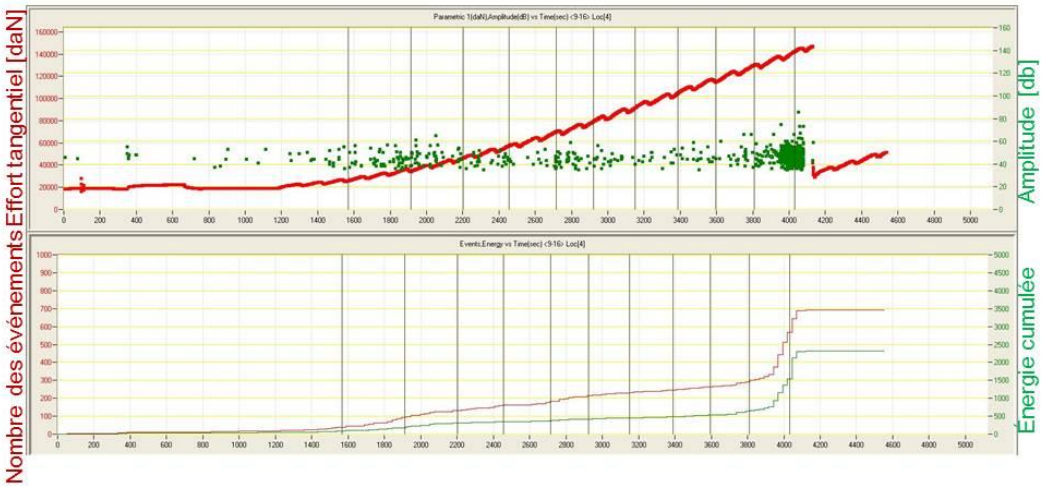


Figure E. 44 Evolution des déformations selon les jauges O1 à O5 durant l'essai

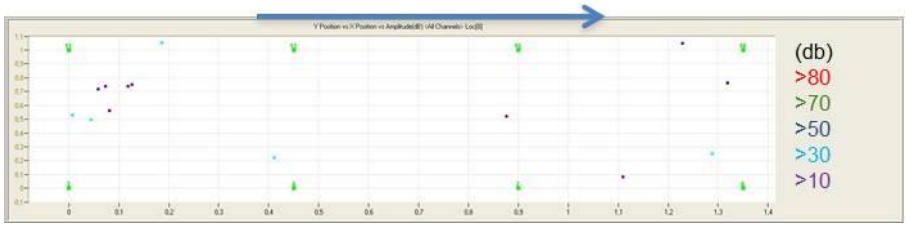


(a) capteurs 1-8

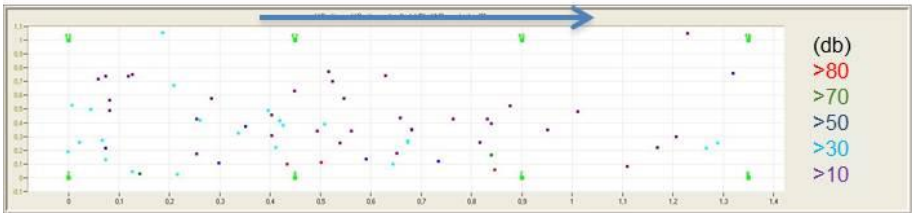


(b) capteurs 9-16

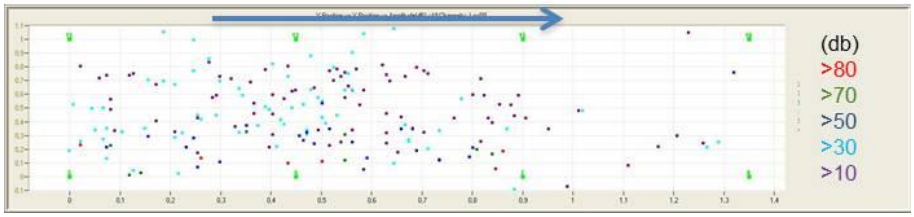
Figure E. 45 Evolution de la densité des évènements acoustiques et de l'effort tangentiel (un des deux vérins) au cours du temps sur les deux faces latérales de l'éprouvette



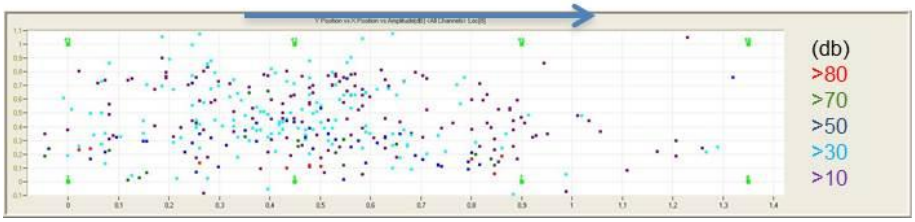
(a) jusqu'à 28min



(b) Jusqu'à 42min

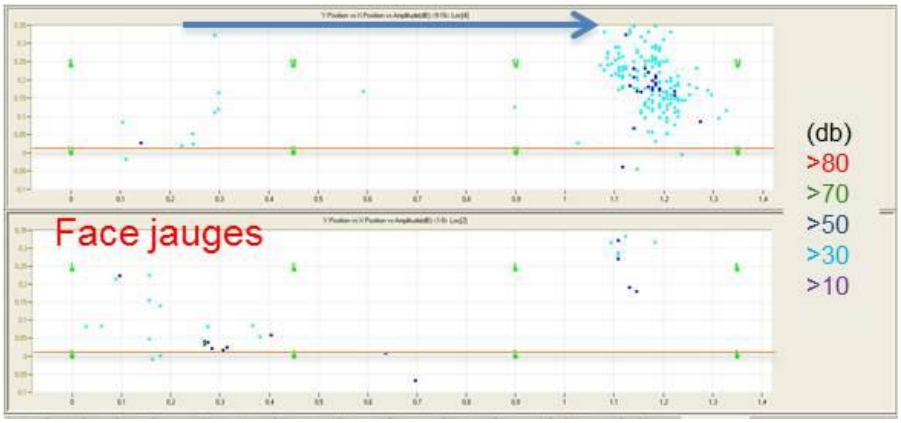


(c) Jusqu'à 45min

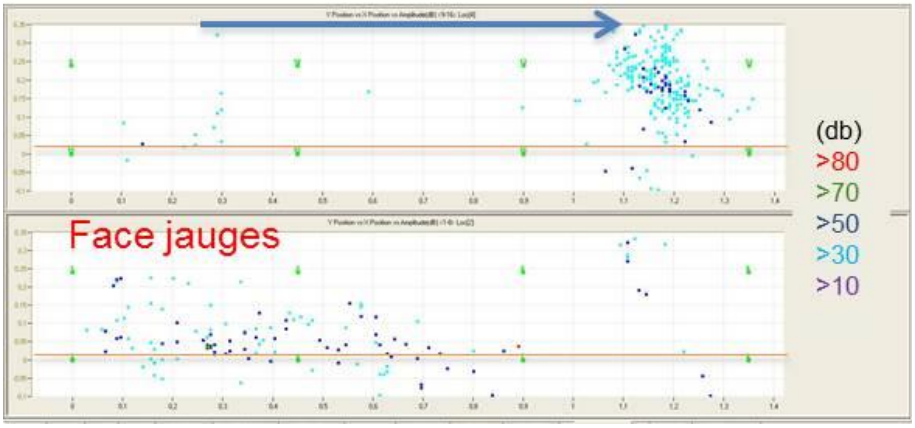


(d) Jusqu'à 49min

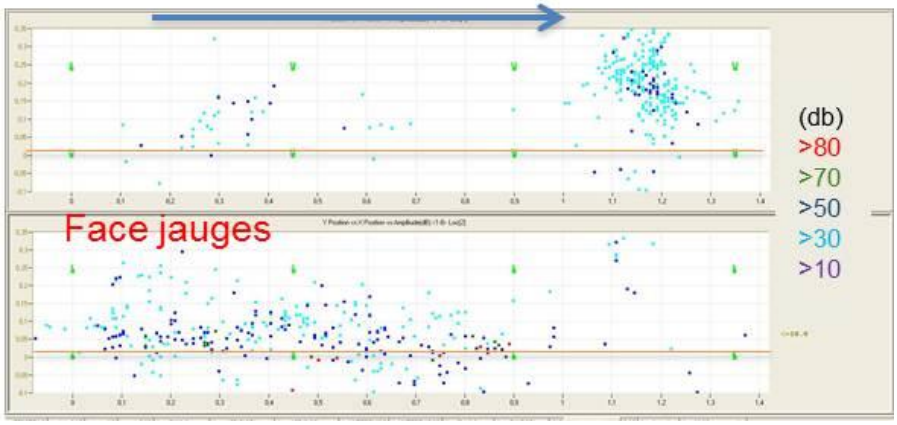
Figure E. 46 Localisation en 2D parallèlement au contact béton-roche des évènements acoustiques cumulés à différents instant de l'essai



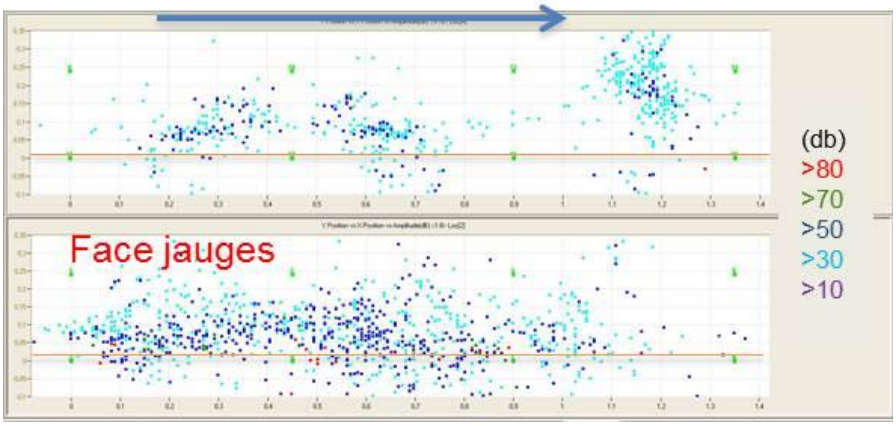
(a) jusqu'à 28min



(b) Jusqu'à 42min



(c) Jusqu'à 45min



(d) Jusqu'à 49min

Figure E. 47 Localisation 2D des événements acoustiques cumulés à différents instants sur les deux faces latérales de l'éprouvette

E.6 Eprouvette I8

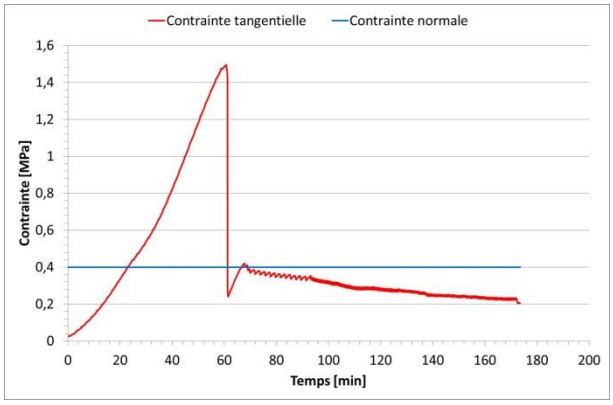


Figure E. 48 Evolution des contraintes tangentielle et normale en fonction du temps

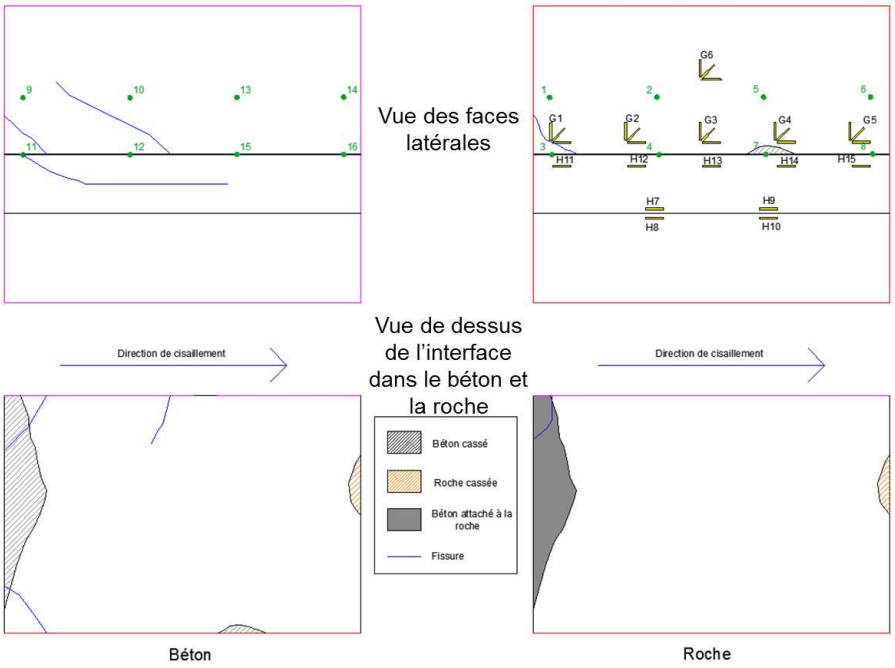


Figure E. 49 Endommagements sur les faces latérales et les deux épontes de l'éprouvette

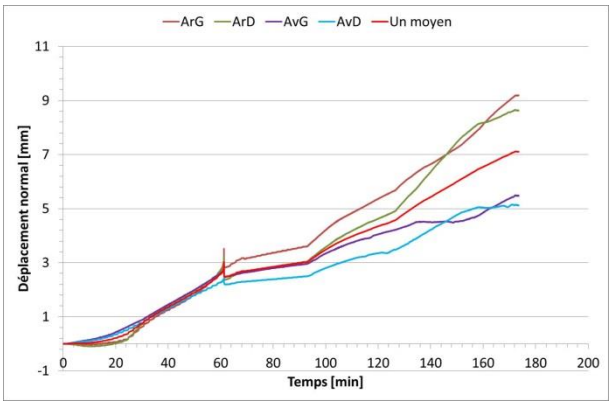


Figure E. 50 Déplacements normaux mesurés aux quatre coins de la demi-boîte supérieure durant l'essai et leur moyenne

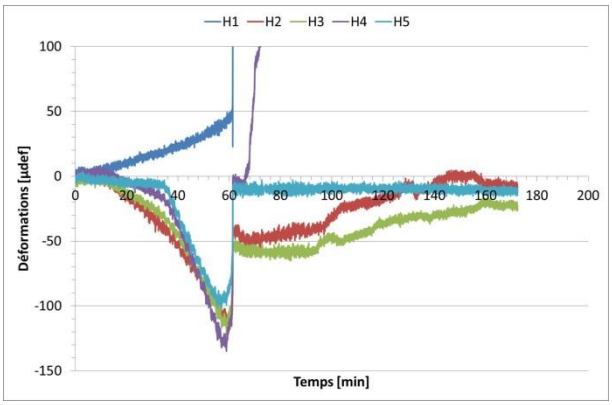


Figure E. 51 Evolution des déformations selon les jauges H1 à H5 durant l'essai

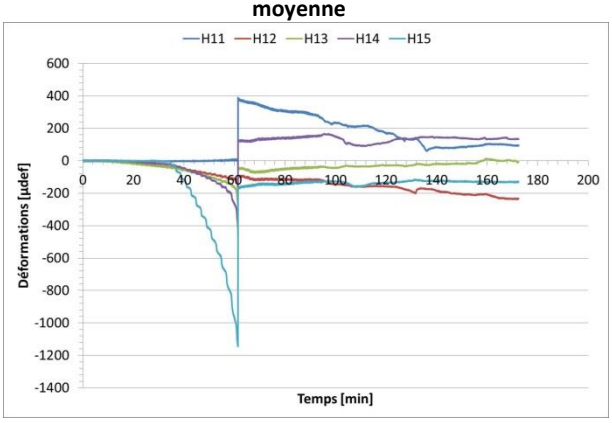


Figure E. 52 Evolution des déformations selon les jauges H11 à H15 durant l'essai

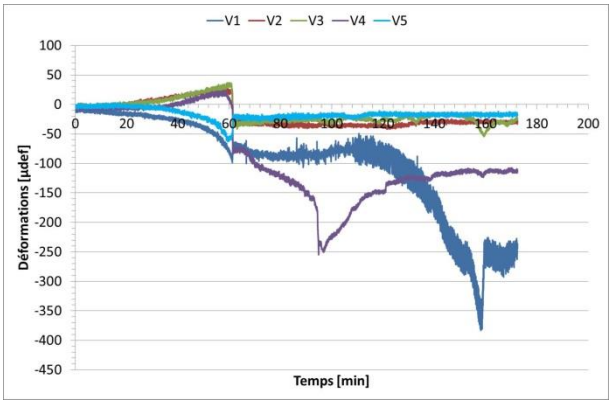


Figure E. 53 Evolution des déformations selon les jauges V1 à V5 durant l'essai

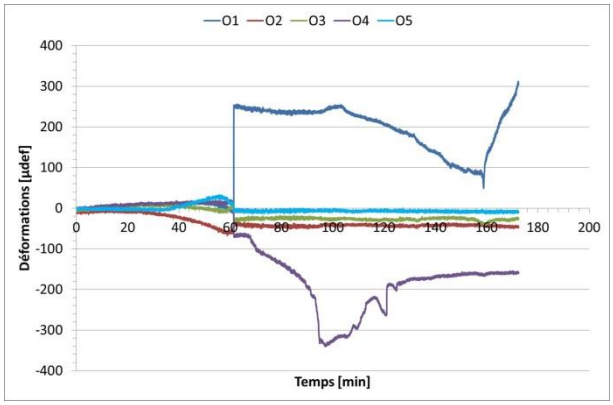
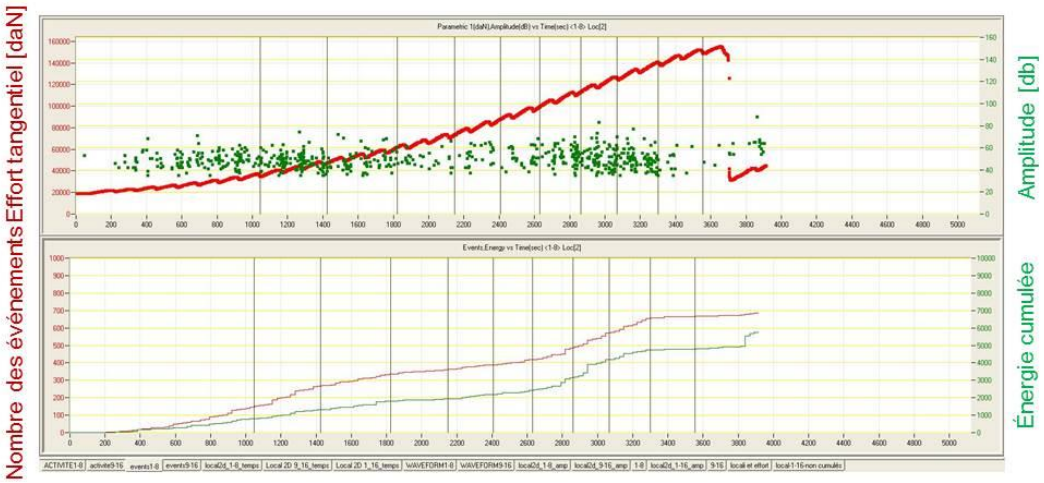
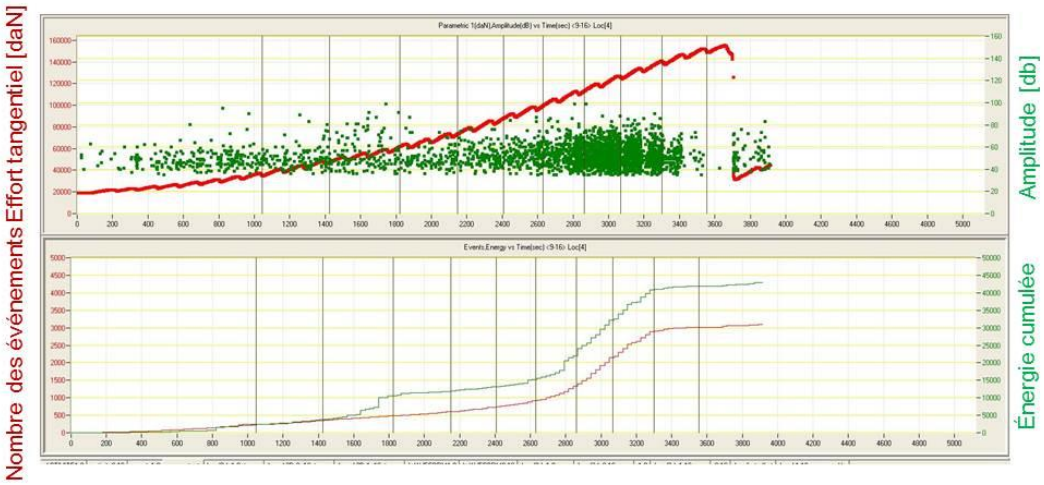


Figure E. 54 Evolution des déformations selon les jauges O1 à O5 durant l'essai

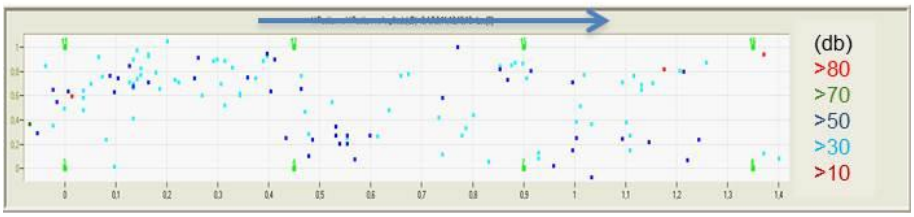


(a) capteurs 1-8

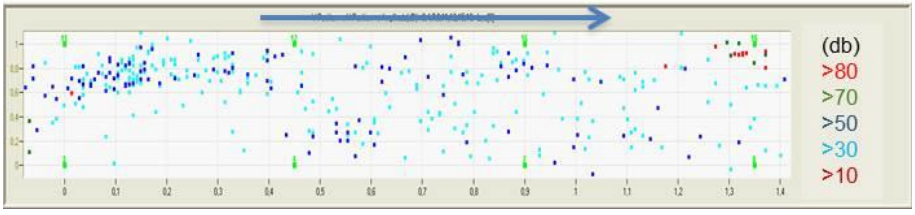


(b) capteurs 9-16

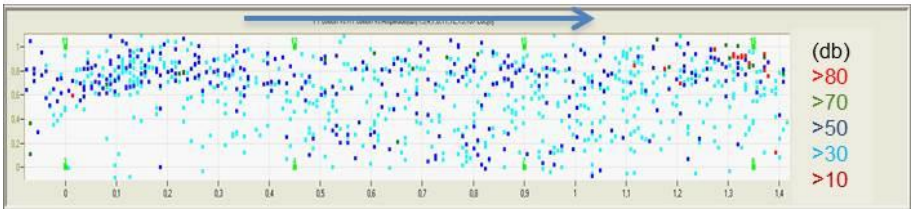
Figure E. 55 Evolution de la densité des évènements acoustiques et de l'effort tangentiel (un des deux vérins) au cours du temps sur les deux faces latérales de l'éprouvette



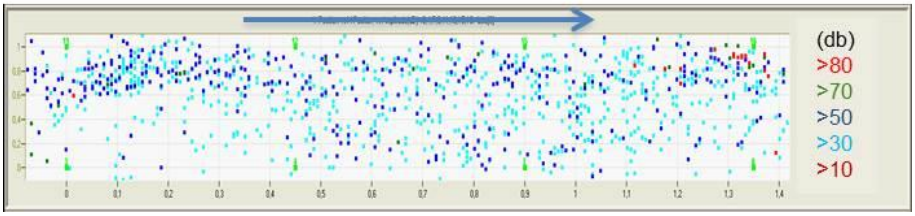
(a) jusqu'à 22min



(b) Jusqu'à 43min

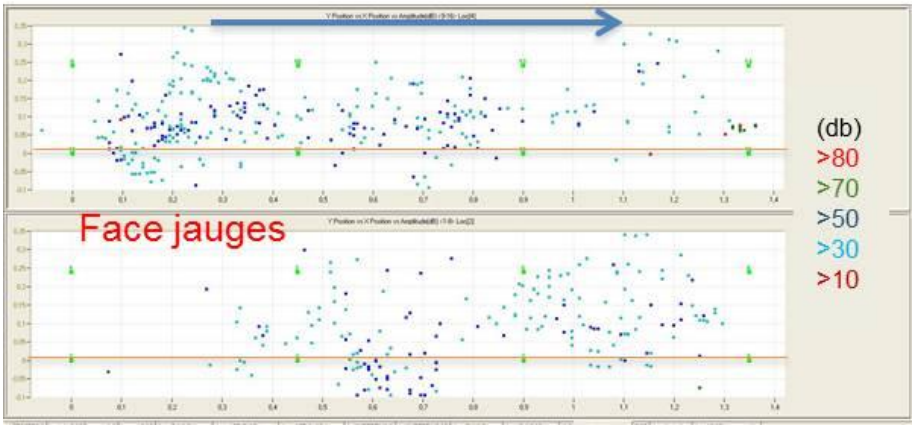


(c) Jusqu'à 57min

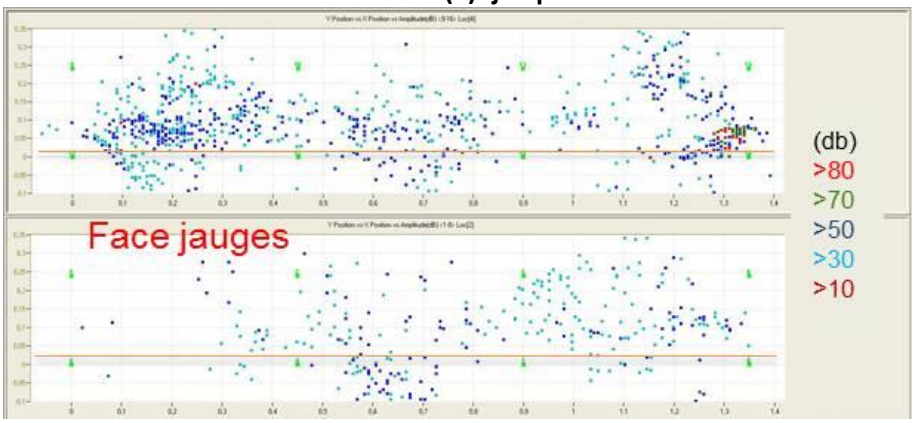


(d) Jusqu'à 62min

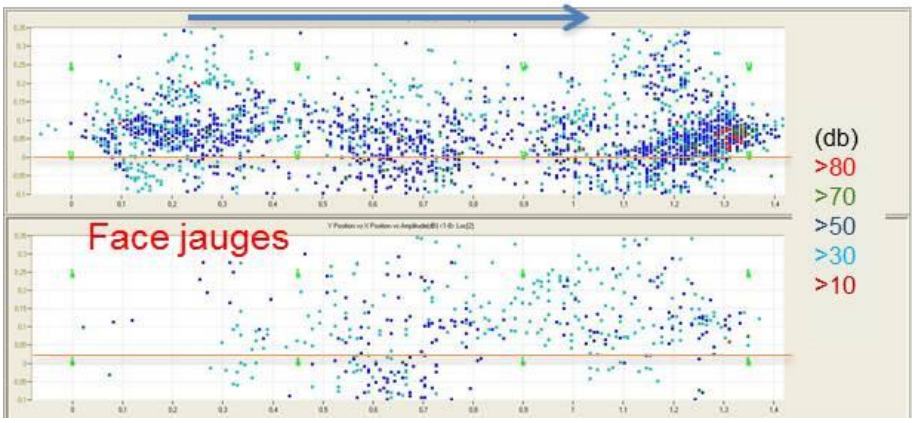
Figure E. 56 Localisation en 2D parallèlement au contact béton-roche des évènements acoustiques cumulés à différents instant de l'essai



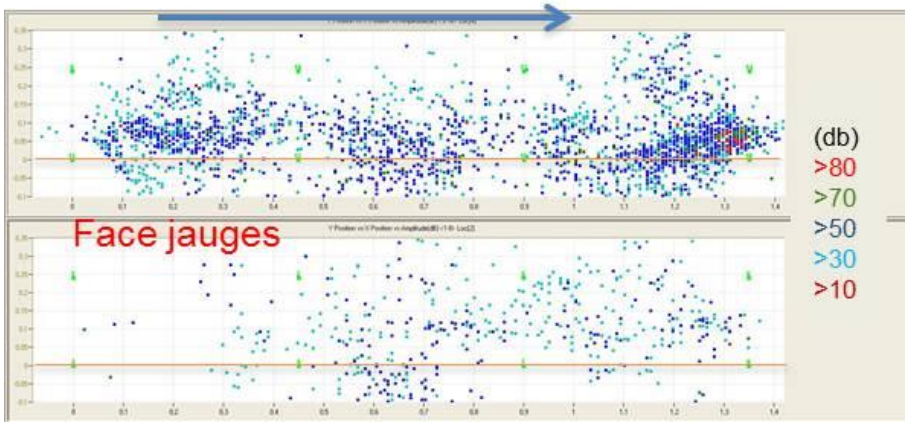
(a) jusqu'à 22min



(b) Jusqu'à 43min



(c) Jusqu'à 57min



(d) Jusqu'à 62min

Figure E. 57 Localisation 2D des événements acoustiques cumulés à différents instants sur les deux faces latérales de l'éprouvette

FOLIO ADMINISTRATIF

THESE SOUTENUE DEVANT L'ECOLE NATIONALE DES TRAVAUX PUBLICS DE L'ETAT

NOM : MOUZANNAR DATE de SOUTENANCE : 14/09/2016

(avec précision du nom de jeune fille, le cas échéant)

Prénoms : Hussein

TITRE : Caractérisation de la résistance au cisaillement et comportement des interfaces entre béton et fondation rocheuse des structures hydrauliques

NATURE : Doctorat Numéro d'ordre : 2016LYSET007

Ecole doctorale : MEGA (Mécanique, Énergétique, Génie civil, Acoustique)

Spécialité : Génie civil

Cote B.I.U. - / et bis CLASSE :

RESUME : La justification de la stabilité d'un barrage-poids existant sur une fondation rocheuse nécessite une justification de la stabilité vis-à-vis du glissement à l'interface entre béton et roche. Le comportement au cisaillement de cette interface dépend de l'effort normal appliqué, des déformabilités de la roche et du béton, de la morphologie de la surface rocheuse et éventuellement de la propreté avant le coulage. Dans la littérature, un effet d'échelle a été mis en évidence : les évaluations de la résistance au cisaillement réalisées expérimentalement sur de petites interfaces en laboratoire donnent des valeurs différentes de celles estimées par rétro-analyse sur barrages existants. Le travail de cette thèse porte sur l'évaluation de cet effet d'échelle en tenant compte des facteurs influents, en particulier la morphologie de la surface rocheuse, l'objectif étant d'améliorer l'évaluation de la résistance au cisaillement à la base d'un barrage-poids.

Tout d'abord, des essais de cisaillement directs ont été effectués sur plusieurs éprouvettes d'une même combinaison (granite, traitement contact, béton) de différentes dimensions : à petite échelle sur des carottes habituellement utilisées dans le domaine de l'ingénierie pour évaluer la résistance au cisaillement et à des échelles intermédiaire et métrique sur des éprouvettes parallélépipédiques. Ces essais ont été complétés par des essais de traction directe permettant de caractériser l'adhésion

initiale du contact béton-roche. Les résultats ont effectivement permis d'observer une variabilité des mesures de résistance au cisaillement selon l'échelle d'observation. Les essais usuels sur des carottes ont donné les mesures les plus élevées, avec écart-type élevé. A l'échelle métrique, dans le domaine des contraintes normales exercées par les barrages-poids sur leur fondation, les mesures de la résistance au cisaillement de l'interface béton-roche ont indiqué une valeur de cohésion non négligeable. A l'échelle intermédiaire, les valeurs de la résistance se sont réparties en deux groupes correspondant à deux morphologies différentes de la surface rocheuse. Du point de vue de l'effet d'échelle sur la résistance au cisaillement, si on représente les résultats par un critère linéaire, il a été constaté un effet d'échelle positif sur l'angle de frottement (angle de frottement augmentant avec l'échelle) et un effet d'échelle négatif sur la cohésion (cohésion diminuant avec l'échelle).

Un outil de description de la morphologie de la surface rocheuse basé sur une décomposition en fonctions sinusoïdales a été développé. Il a permis de décrire objectivement les caractéristiques de la morphologie de la surface rocheuse propres à chacun des deux groupes identifiés à l'échelle intermédiaire. Le premier groupe de surfaces rocheuses, avec les valeurs de résistance les plus élevées, se caractérise par une géométrie hors plan moyen ayant une longueur d'onde principale de l'ordre de la taille de l'échantillon. Pour le second groupe, où les valeurs de résistance sont plus faibles, la longueur d'onde est comprise entre la moitié et les deux tiers de la taille de l'échantillon.

Suite à ces observations expérimentales, les hypothèses suivantes ont été posées pour effectuer l'analyse des résultats : les essais sur carotte à petite échelle permettent de caractériser la résistance d'une interface béton-roche sans effet de morphologie de surface et l'échelle intermédiaire correspond à la surface élémentaire qui permet de caractériser les principaux effets de la géométrie de cette surface rocheuse sur la résistance. Sur cette base, un modèle 2D aux éléments finis de l'essai de cisaillement direct a été développé sous le logiciel Abaqus. Ce modèle a permis de reproduire le comportement au cisaillement des interfaces béton-roche à l'échelle intermédiaire et donc d'étudier la répartition des contraintes le long de l'interface lors du cisaillement. Ainsi il a pu être identifié que selon la morphologie, différents mécanismes d'initiation et de propagation de la rupture interviennent localement le long de l'interface et contribuent à moduler sa valeur de résistance globale, observée à l'échelle de l'essai. A l'échelle métrique, une décomposition de la surface en surfaces élémentaires et l'analyse de la morphologie de ces surfaces ont permis de retrouver les valeurs de résistance évaluées expérimentalement.

Mots Clés: Interface béton-roche, Résistance au cisaillement, Effet d'échelle, Echelle métrique, Eléments finis.

Laboratoire (s) de recherche : Risques Rocheux et Ouvrages géotechniques (RRO)

Directeur de thèse: Jean-Pierre RAJOT

Président de jury : Ali LIMAM

Composition du jury : Anton SCHLEISS, Frédéric DUFOUR, Leif LIA, Thiep DO ANH, Guilhem DEVEZE, Jean-Pierre RAJOT, Marion BOST, Gregory COUBARD