UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉTUDE EXPÉRIMENTALE VIA L'ESSAI DE FENDAGE, DE L'ÉNERGIE DE FISSURATION DES BÉTONS DES OUVRAGES HYDRAULIQUES

JOFFREY LEMERY

DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION

DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÉS SCIENCES APPLIQUÉES

(GÉNIE CIVIL)

NOVEMBRE 2018

© Lemery Joffrey, 2018.

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé:

Étude expérimentale via l'essai de fendage, de l'énergie de fissuration des bétons des ouvrages hydrauliques

Présenté par : LEMERY Joffrey

en vue de l'obtention du diplôme de : Maîtrise és science appliquées

a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de :

M. LÉGER Pierre, Ph.D., président

M. BEN FTIMA Mahdi, Ph.D., membre et directeur de recherche

M. CHARRON Jean-Philippe, Ph.D., membre

DÉDICACE

À ma mère, qui de sa personne a su éveiller mon esprit

À mon père, qui de ses sacrifices m'a enseigné l'accomplissement

À vous deux, pour le soutien inébranlable qui a fait de moi la personne d'aujourd'hui.

REMERCIEMENTS

Je voudrais avant toute chose remercier mon professeur de recherche, M. Mahdi Ben Ftima, pour sa bienveillance, son soutien, et ses connaissances tout au long de cette maitrise. J'aimerai particulièrement le remercier pour la confiance qu'il a su placer en moi, avec la touche de supervision nécessaire pour me guider de son expertise, mais avec la liberté requise pour que je puisse m'épanouir dans un projet aussi vaste. Enfin, j'aimerai saluer le soutien moral et la compréhension dont il a fait preuve, et qui ont permis la réussite de cette maitrise.

Je tiens aussi à remercier tout particulièrement et sincèrement Martin Leclerc, pour qui pédagogie, disponibilité et bonne humeur ne font qu'un. C'est en travaillant à ses côtés que j'ai découvert le goût de l'expérimental, dans les réussites comme dans les échecs.

En grand merci à Patrice Bélanger, Cédric Androuët et David Ek pour votre expertise remarquable tout au long de ce projet. Merci pour votre disponibilité et pour toute la pédagogie dont vous avez su faire preuve. J'aimerai aussi remercier Phillipe Darvaux, pour son aide lors des coulées à l'IREQ, ainsi que Charles Prot et Elizabeth Jolicoeur pour la qualité de leur travail lors de la phase expérimentale.

Merci à Mario Veilleux, Benoit Durand et Maxime Leboeuf, pour avoir travaillé sur ce projet, pour l'expertise dont vous avez fait preuve.

Enfin, j'aimerai adresser un grand merci à tous mes collègues et amis, grâce à qui ce projet fut réalisable. Que ce soit à Polytechnique avec Aude Rosini, Sylvain Renaud, Oumaima abra, Tarik Fethi Saichi, Pierre Escoffre, Joanie Smith, Olivier Deaux, Anthony Lefour, Paul Mottier, Mélodie Joder et Cédric Averoux. Mais aussi au 5280 parc avec Michael Losiewicz, Léo Champeau, Alexia Ribet, Zoé Mercier, Louisa Traullé-Lambelain, Thomas Aurant, Sofian Hmoudi, Timothée Lepape, Marianne Delesalle, Claudia Crùz, Maxence Assier, Mélissande Bry, Robin Courtois, Sophia Dallouli, Sarah Delpierre, Lila Baillia, Jordan Coelho, Pénélope Breugnon, Bastien de Baerdmacker, Antoine Lebreton, Pierre-Louis Malézieux et tous les amis du Z'beul.

RÉSUMÉ

Depuis leur construction, certains ouvrages hydrauliques du Québec subissent un phénomène de dégradation accélérée du à la Réaction Alcalis-Granulats ou RAG. Cette pathologie introduit un gonflement au sein de la matrice du béton, et de ce fait induit une dégradation du matériau en plus d'un effet structural sur les ouvrages. La résistance des barrages se trouve altérée par ce phénomène, et des questions se soulèvent quant à la pérennité et la sécurité de ces installations. L'exercice d'évaluation de l'intégrité structurale est alors nécessaire et se tourne vers des modèles numériques prédictifs par éléments finis non-linéaires, basés sur les lois de comportement du béton. Ces lois autorisent la considération de la fissuration dans le béton ainsi que des interactions physico-chimiques présentes et nécessitent donc des intrants pertinents pour le contexte très particulier d'ouvrages hydrauliques atteints par la RAG.

Ce projet de recherche vise à déterminer un des intrants les plus importants pour ce type d'analyses : l'énergie de fissuration, pour deux mélanges à granulométries différentes d'un aménagement hydraulique existant. Il représente une première phase d'un projet à plus grande envergure, réalisé en partenariat industriel avec Hydro-Québec et donc l'objectif à long terme est l'étude de l'influence de la RAG sur les performances mécaniques des bétons d'ouvrages hydrauliques.

À ce titre, une vaste campagne d'essais est planifiée, dont la première partie traitée dans le cadre de cette maîtrise s'intéresse à la caractérisation de l'énergie de fissuration du béton non altéré par la RAG et en filtrant tout phénomène d'échelle. Cette campagne se compose de 71 spécimens répartis entre deux mélanges à granulométries différentes : 38 et 76 mm et deux compositions différentes : sans et avec surdosage en alcalins. En plus des essais de caractérisation, 29 des 71 spécimens ont été testés sur deux montages expérimentaux différents : un montage de poutre en flexion trois points (RILEM TPB) et un montage d'essai de fendage (WST) nouvellement installé au laboratoire de Structures de l'École Polytechnique de Montréal. Afin de filtrer les effets d'échelles, la méthode connue sous le nom de *SBEM* pour *Simplified Boundary Effect Method* a été utilisée.

L'analyse des résultats des spécimens testés confirme la présence de l'effet d'échelle pour les mélanges testés et l'impact positif de la taille des granulats sur l'énergie de fissuration. Les résultats montrent que l'énergie de fissuration issue d'un essai donné est proportionnelle à la superficie du ligament fissuré. Il a été possible d'extraire, en utilisant la méthode SBEM, une énergie de

fissuration asymptotique indépendante de la taille des spécimens et qui représenterait l'énergie de fissuration d'un essai RILEM TPB ou un essai WST pour un spécimen de très grande taille. Cette énergie de fissuration asymptotique est de l'ordre de 2 à 3 fois plus grande que celle obtenue d'un essai RILEM, ou encore celle prédite par les équations semi-empiriques issues de cet essai normalisé.

ABSTRACT

Since their construction, certain *hydraulic structures* in Quebec have experienced an accelerated degradation phenomenon due to the Alkali-Aggregate Reaction (AAR). This pathology introduces swelling within the matrix of the concrete, and thus induces degradation at the material level, in addition to structural effects at the level of the facility. The strength of these structures is impaired by this phenomenon, and questions arise as to the durability and safety of these facilities. The structural integrity evaluation exercise is then necessary and turns towards *nonlinear finite element* numerical predictive tools, based on the constitutive laws of concrete. These laws allow the consideration of cracking in concrete as well as physicochemical interactions present and they therefore require inputs relevant to the very specific context of hydraulic structures affected by AAR.

This research project aims to determine one of the most important inputs for these sophisticated analyses: *the fracture energy*, for two mixtures with different maximum aggregate sizes of an existing hydraulic facility. It represents a first phase of a larger-scale project, carried out within an industrial partnership with Hydro-Québec. The long-term objective to study the influence of AAR on the mechanical properties of the concrete of hydraulic structures.

As such, a vast test campaign is planned, the first part of which is realized in this master's degree project, specifically concerned with the characterization of the fracture energy of concrete unaltered by the AAR and any other size effect phenomenon. This campaign consists of 71 specimens divided between two mixtures with different maximum aggregate sizes: 38 and 76 mm and two different compositions: without and with alkali overdose. In addition to the characterization tests, 29 of the 71 specimens were tested on two different experimental setups: a three-point bending test (RILEM TPB) and a wedge splitting test (WST), newly installed at the Laboratoire de Structures of the École Polytechnique de Montréal. In order to filter the size effects, the method known as *SBEM* for Simplified Boundary Effect Method was used.

The analysis of the results of the specimens tested confirms the presence of the size effect for the tested mixtures and the positive impact of the maximum aggregate size on the fracture energy. The results show that the fracture energy from a given test is proportional to the area of the cracked concrete ligament. It was possible to extract, using the SBEM method, an asymptotic fracture energy independent of the size of the specimens and which would represent the fracture energy of

a RILEM TPB test or a WST test on a very large specimen. This asymptotic fracture energy has a magnitude of an order of 2 to 3 times greater than that obtained from a RILEM test, or that predicted by the semi-empirical equations based on this standardized test.

TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE III

REMERCIEMENTS IV

RÉSUMÉ V

ABSTRACT VII

TABLE DES MATIÈRES IX

LISTE DES TABLEAUX XIII

LISTE DES FIGURES XV

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS XX

LISTE DES ANNEXES XXIV

CHAPITRE 1 INTRODUCTION 1

1.1 Contexte général 1

1.2 Problématique 2

1.3 Objectifs du projet de recherche 4

1.4 Méthodologie du projet de maitrise 5

CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE 8

2.1 Généralités sur la fissuration 8

2.2 Modélisation de la fissuration mécanique 11

2.2.1 Mécanique de rupture linéaire 11

2.2.2 Mécanique de rupture non-linéaire 15

2.3 Fissuration dans le béton 20

2.3.1 Description de la FPZ 20

2.3.2 Comportement de la FPZ 22

2.3.3 Acquisition acoustique 23

2.4 Caractérisation expérimentale de GF 25

2.4.1 Description des tests 26
2.4.2 Caractéristiques requises 28
2.4.3 Équations semi-empiriques pour G_F 29
2.5 Effets d'échelles 30
2.5.1 Erreurs dans les mesures et interprétation de mesures 32
2.5.2 Effets de bord sur l'énergie 33
CHAPITRE 3 PROGRAMME EXPÉRIMENTAL 41
3.1 Introduction 41
3.2 Détermination de la taille des spécimens 41
3.2.1 Spécimens pour les différents tests 41
3.2.2 Essais de caractérisation 43
3.2.3 Plan des spécimens finaux 43
3.3 Protocole expérimental 44
3.3.1 Mélanges de béton 44
3.3.2 Nombre de réplications et sens de coulées 45
3.4 Fabrication des coffrages 46
3.4.1 Conception des coffrages 46
3.4.2 Instrumentation des coffrages 48
3.5 Réalisation des spécimens 50
3.5.1 Manutention 50
3.5.2 Réalisation de la coulée 52
3.5.3 Spécimens de caractérisation 59
3.6 Rapatriement et entreposage des spécimens 62
3.7 Sciage des spécimens : 64
CHAPITRE 4 MONTAGE EXPÉRIMENTAL 67

4.1 Introduction 67
4.2 Procédure de montage 67
4.2.1 Essais de fendage (WST) 67
4.2.2 Essais de flexion trois points 70
4.3 Instrumentation 73
4.3.1 Essai de fendage 73
4.3.2 Essai de flexion trois points 81
4.4 Campagne expérimentale 83
4.4.1 Essai de fendage 83
4.4.2 Essai de flexion 3 points 86
4.4.3 Suivi des expériences 88
CHAPITRE 5 ANALYSE DES RÉSULTATS 91
5.1 Essais de caractérisation 91
5.2 Essais WST 93
5.2.1 Méthode d'analyse 93
5.2.2 Mode de la fissuration 99
5.2.3 Courbes d'adoucissement 104
5.2.4 Énergie de fissuration 109
5.2.5 Application de la méthode SBEM 112
5.3 Essai flexion trois points 114
5.3.1 Méthode d'analyse 114
5.3.2 Courbe d'adoucissement 115
5.3.3 Énergie de fissuration 116
5.4 Analyse complémentaire de l'énergie de fissuration 117

5.4.1 Effets d'échelles 117
CHAPITRE 6 CONLUSIONS ET RECOMMANDATIONS 120
6.1 Rappel des objectifs 120
6.2 Conclusions sur le projet 120
6.2.1 Retour sur la campagne expérimentale 121
6.2.2 Effet d'échelle sur l'énergie de fissuration 122
6.3 Recommandations 123
6.4 Poursuite du projet 124
BIBLIOGRAPHIE 125
ANNEXES 129

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 3-1: Estimation des longueurs d'influence des bords 42

Tableau 3-2: Vérification des dimensions selon les critères sélectionnés 42

Tableau 3-3: Quatre mélanges de bétons à l'étude 45

Tableau 3-4: Protocole expérimental de coulé et de test 46

Tableau 3-5: Nombre de coffrages selon leur type 48

Tableau 3-6: Chronologie des coulées et identifications des spécimens WST ou RILEM 57

Tableau 3-7: Chronologie des coulées et identification des dalles 59

Tableau 3-8: Protocole de sciage A38-B38-A76-B76 64

Tableau 4-1 : Position des capteurs (mm) pour un spécimen granulat 76mm 80

Tableau 4-2 : Matrice des distances entre les capteurs (mm) 80

Tableau 4-3 : Matrice des temps issue du logiciel Vallen (µs) 80

Tableau 4-4 : Matrice des vitesses (m/s) 81

Tableau 4-5 : Vitesse de l'onde dans le béton A76 81

Tableau 4-6: Protocole expérimental de détermination de la relation Flèche-CMOD essais TPBT 87

Tableau 4-7 : Suivi des tests pour le béton au granulat 38 mm 89

Tableau 4-8 : Suivi des tests pour le béton au granulat 76 mm 90

Tableau 5-1: Résultats des essais de caractérisation 92

Tableau 5-2 : Propriétés matériaux selon la formulation du béton 92

Tableau 5-3 : Énergies mesurées par fendage des séries A38 et A76 110

Tableau 5-4 : Tableau final des énergies de fissuration 111

Tableau 5-5 : Valeurs de GF issues de la littérature 111

Tableau 5-6 : Application de la méthode simplifiée à effet de bord sur les séries A38 et A76 113

Tableau 5-7 : Énergies mesurées par essaie de flexion trois point des poutres RILEM 116

Tableau 5-8 : Valeurs de GF issues de la littérature 116

Tableau 5-9 : Valeur de GF avec les dimensions 117

Tableau A-1 Différents profils de courbe de pression cohésive pour la FPZ (issue de Shah et al. 1995) 139

Tableau D-1 Vérification du non-endommagement du spécimen à 48h par l'utilisation du système de manutention selon Collins-Mitchell 1991 148

LISTE DES FIGURES

Figure 1-1 : Problématique de caractérisation de l'énergie de fissuration 4

Figure 1-2 : Organigramme organisationnel du mémoire..... 7

Figure 2-1 : Différents types de réponses en contrainte-déformation uniaxiale 9

Figure 2-2 : Les 3 modes principaux de ruptures (adaptée de Polies 2013) 10

Figure 2-3 : Plaque infinie fissurée en son centre, soumise à de la traction 11

Figure 2-4 : Représentation de l'apparition d'une zone plastique due à une contrainte infinie en pointe de fissuration (adaptée de Shah et al. 1995) 13

Figure 2-5: Principe de fissuration du béton et de la pression cohésive, avec deux surfaces partiellement séparées (adaptée de Shah et al. 1995)..... 15

Figure 2-6 : Principe du modèle de fissuration fictive de Hillerborg 17

Figure 2-7 : Modélisation de la FPZ décomposée en segment et répartition des contraintes de fissuration (adaptée de Duan et al. 2002)..... 20

Figure 2-8 : Localisation des événements acoustiques lors de la propagation d'une fissure dans un essai (tirée de Ohno et al. 2014)..... 21

Figure 2-9 : Mécanismes d'arrêt ayant lieu dans la FPZ (tirée de Shah et al. 1995) 22

Figure 2-10 : Exemple de signal reçu par un capteur acoustique (documentation Vallen) 24

Figure 2-11 : Notations des dimensions..... 26

Figure 2-12 : Représentation du TPBT et du WST (Adaptée de Zhao Z. et al. 2008) 27

Figure 2-13 : Mise en évidence expérimentale de l'effet d'échelle sur fst pour l'essai brésilien . 30

Figure 2-14: Mise en évidence expérimentale de l'effet d'échelle sur l'énergie (adaptée de Trunk et Wittman 2001) 31

Figure 2-15 : Énergie négligée lorsque le test est interrompu au point B..... 33

Figure 2-16 : Représentation de l'effet de bord 34

Figure 2-17: Modèle bi-linéaire d'énergie de fissuration locale de Hu et Wittman (Issue de Hu et Wittman 2002) 36

Figure 2-18: Représentation du modèle tri-linéaire (Issue de Karihaloo et al. 2013)..... 37

Figure 2-19 : Modèle bilinéaire de l'énergie de fracture locale g_f en considérant l'effet de bord sur l'épaisseur (Issue de Duan et al. 2003b) 39

Figure 3-1 : Dimensions retenues des spécimens 44

Figure 3-2: Sens de coulée WST 45

Figure 3-3: Schéma de principe coffrage WST pour 38 mm..... 47

Figure 3-4: Schéma de principe coffrage WST pour 76 mm..... 47

Figure 3-5: Instrumentation présente pour chaque formulation (Vue de dessus)..... 48

Figure 3-6 : Visualisation des emplacements des plots de suivit en fonction du type de coffrage 49

Figure 3-7 : Vue d'ensemble des coffrages..... 50

Figure 3-8 : Système de manutention 50

Figure 3-9 : Distribution des contraintes de traction transverse dans les zones sollicitées (adaptée de Collins et Mitchel 1991)..... 51

Figure 3-10 : Étude de la convergence des contraintes de traction dans le spécimen WST 76 mm 52

Figure 3-11 : Réalisation d'une pesée 53

Figure 3-12 : Ensemble des pesées entreposées 53

Figure 3-13 : Chaudières pour alcalins pour les mélanges du type B..... 54

Figure 3-14 Insertion des pesées dans la toupie..... 54

Figure 3-15 : Incorporation des adjuvants 55

Figure 3-16 : Détermination de la quantité d'air 55

Figure 3-17 : Réalisation des coulées selon la formulation du béton 56

Figure 3-18 : Entreposage sous bâches et toiles de jutes des spécimens en post-coulée..... 59

Figure 3-19 : Extraction et marquage des carottes..... 60

Figure 3-20 : Préparation des carottes 61

Figure 3-21 : Instrumentation des carottes pour le suivi d'expansion 61

Figure 3-22 : Caractéristiques des plots de suivi d'expansion 62
Figure 3-23 : Entreposage en salle 100% d'humidité 63
Figure 3-24 : Plateforme ouverte pour le transport des spécimens 63
Figure 3-25 : Système de mise en place pour sciage 65
Figure 3-26 : Sciage d'un bloc WST 38mm avec poutre de rehaussement 65
Figure 3-27 : Sciage de blocs WST 76mm 66
Figure 4-1 : Représentation Abaqus du système de test de fendage 67
Figure 4-2 : Assemblage coins-poutre de transfert 68
Figure 4-3 : Assemblage de la poutre de transfert avec le vérin 69
Figure 4-4 : Poutre support avec Drystone et orientations de l'essai 69
Figure 4-5: Vue d'ensemble du montage 70
Figure 4-6 : Schéma de principe : Essai de flexion trois points 71
Figure 4-7 : Montage du système de flexion trois points 72
Figure 4-8 : Capteurs LVDT supérieurs pour le système de fendage 73
Figure 4-9: LVDT entre les axes des appuis 74
Figure 4-10 : État des surfaces du spécimen avant la préparation au DIC 74
Figure 4-11 : Préparation du spécimen pour le DIC 75
Figure 4-12 : Représentation des tripodes 76
Figure 4-13 : Position des capteurs AE selon les types de spécimens 77
Figure 4-14 : Test de répétabilité pour 4 canaux. Béton A38 78
Figure 4-15 : Amplitude du bruit J1-1 A76-1 79
Figure 4-16 : Test de pulsar pour le couplage des capteurs 79
Figure 4-17 : Schéma de principe du système de mesure de flèche 82
Figure 4-18 : Système de mesure de flèche 82
Figure 4-19 : Clip gage en place sur la poutre RILEM 1 83

Figure 4-20 : Ordre de tests de fendage avec les opérateurs en charge 83

Figure 4-21 : Protocole expérimental illustré pour test de fendage pour bloc WST 38 mm 84

Figure 4-22 : Protocole expérimental illustré pour test de fendage pour bloc WST 76 mm 85

Figure 4-23 : Protocole expérimental illustré pour test de flexion trois points 86

Figure 4-24 : Relation Flèche- CMOD en chargement, pour 4 cycles 88

Figure 5-1 : Schéma de calcul associé au fendage 94

Figure 5-2 : Ouverture moyenne des LVDT roulements J1-1 A76-4 95

Figure 5-3 : Reconstruction géométrique 96

Figure 5-4 : Comparaison de la méthode directe avec les LVDT des axes de roulements corrigée, et la méthode par reconstruction géométrique (DIC + LVDT chapeaux). 97

Figure 5-5 : Vue d'ensemble des extensomètres 98

Figure 5-6 : Écart relatif (en pourcentage) des extensomètres 99

Figure 5-7 Chemin de fissuration selon les résistances de la pâte de ciment et des granulats 100

Figure 5-8: 3 types de fissuration dans le béton A38 101

Figure 5-9 : Chemin de fissuration de la série A38 102

Figure 5-10 : Chemin de fissuration de la série A76 103

Figure 5-11 : Courbe "Force horizontale - Ouverture axe roulements corrigée ", série A38 avec a/D =0,5 104

Figure 5-12 : Courbe "Force horizontale - Ouverture axe roulements corrigée ", série A38 avec a/D =0,1 105

Figure 5-13 : Courbe "Force horizontale - Ouverture axe roulements corrigée ", série A38 105

Figure 5-14 : Courbe "Force horizontale - Ouverture axe roulements corrigée ", série A76 avec a/D =0,5 107

Figure 5-15 : Courbe "Force horizontale - Ouverture axe roulements corrigée ", série A76 avec a/D =0,1 107

Figure 5-16 : Courbe "Force horizontale - Ouverture axe roulements corrigée ", série A76 108

Figure 5-17 : Modélisation du signal Force Horizontale – Ouverture axe roulement » pour une ouverture de l'axe des roulements J1-1 A38-6 110

Figure 5-18 : Résolution de la SBEM pour la série A76-V1 112

Figure 5-19 : Superposition des courbes "Force verticale - Flèche" pour les trois essais RILEM 115

Figure 5-20 : Évolution de G_F en fonction de l'aire du ligament fissuré 118

Figure A-1 : Illustration du principe de superposition pour une poutre en mode d'ouverture 1 en TPBT soumise à : (a) deux chargements différents, (b) une charge ponctuelle et (c) une charge distribuée (Inspiré de Shah et al 1995) 134

Figure A-2 : (a) Densité d'énergie de déformation (b) Densité d'énergie de déformation complémentaire (Issue de Surendra P. Shah et al. 1995) 138

Figure A-3 : Géométrie des échantillons test dans l'analyse du modèle à effet d'échelle de Bazant et Kazemi, pour Ki variable (adaptée de Surendra P. Shah 1995) 141

Figure B-1 : Modélisation de la cinématique de corps rigide (tirée de Elice et al. 1992) 144

Figure C-1 : Wood-Insert et ploit de suivi d'expansion non assemblés 147

Figure C-2 : Wood-Insert et ploit de suivi d'expansion assemblés 147

Figure E-1 : État de contrainte de traction S22 sous charge de levée 149

Figure E-2 : Contrainte de traction selon la profondeur, au centre de l'application de la force .. 150

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

Abréviations :

AE	*Acoustic Event* – Évènement acoustique
BHP	Béton à haute performance
CMOD	*Crack Mouth Opening Displacement* - Déplacement d'ouverture de la fissure à la surface du matériau
COD	*Crack Opening Displacement* - Déplacement d'ouverture de la fissure
CTOD	*Crack Tip Opening Displacement* - Déplacement d'ouverture de la fissure à la pointe de fissuration
DEMEC	Instrument de mesure uni-axiale
FPZ	Zone du processus de fissuration
LVDT	*Linear Variable Differential Transformer*
LEFM	*Linear Elastic Fracture Model* - Modèle de fissuration linéaire élastique
NFM	*Non Linear Facture Model* - Modèle de fissuration non linéaire
RAG	Réaction alcali-granlutas
RILEM	Réunion internationale des laboratoire et experts matériaux, systèmes de construction et ouvrages
TPBT	*Three point bending test* - Test de flexion trois points
WST	*Wedge Splitting Test* - Test de fendage

Variables :

a	Longueur d'encoche
a_c	Longueur de fissuration critique
a_0	Longueur de fissuration initiale
a_1	Segment d'influence du modèle à effet de frontière bi-linéaire
a_{1*}	Segment d'influence du modèle à effet de frontière tri-linéaire de la frontière libre en fin de fissuration
a_{1**}	Segment d'influence du modèle à effet de frontière secondaire de la frontière libre en fin de fissuration
b	Largeur de la bande d'appuis pour l'essai Brésilien

b_{1*}	Segment d'influence du modèle à effet de frontière tri-linéaire d'établissement de la FPZ
c_{1*}	Segment à fissurer du modèle à effet de frontière tri-linéaire
c_n	Coefficient dépendant de la forme de σ(w)
d_a	Diamètre du plus gros granulat
$CMOD_c^e$	Déplacement élastique d'ouverture de la fissure à la surface du matériau au point critique
$CMOD_c^p$	Déplacement plastique d'ouverture de la fissure à la surface du matériau au point critique
$CTOD_c^e$	Déplacement élastique d'ouverture de la fissure à la pointe de fissuration au point critique
D	Longueur fissurable sans encoche
d	Diamètre du spécimen pour l'essai Brésilien
E	Module d'élasticité de Young
F	Travail de la force appliquée
f'_t	Résistance théorique à la fissuration
G	Taux d'énergie de déformation libérée pour la propagation d'une fissure unitaire pour une structure d'épaisseur t
G_c	Taux d'énergie critique libérée
G_F	Énergie de fissuration du matériau.
$G_{F\infty}$	Énergie de fissuration du matériau indépendant de la taille.
G_{Ic}	Énergie de de création des surfaces fissuré du modèle de Griffith-Irwin
G_q	Énergie relâchée dû à l'application de la force
G_σ	Énergie pour rompre la pression cohésive du modèle de Dugdale-Barenblatt
g_i	Fonction géométrique « i »
g_f	Énergie locale de fissuration
K_I	Facteur d'intensité de contrainte du mode d'ouverture « I »
K_{II}	Facteur d'intensité de contrainte du mode d'ouverture « II »
K_{III}	Facteur d'intensité de contrainte du mode d'ouverture « III »
K_{Ic}	Facteur d'intensité de contrainte critique du mode I

K_{Ic}^{s}	Facteur d'intensité de contrainte critique du mode I associé au modèle à deux paramètres de Jenq et Shah
K_{Ic}^{e}	Facteur d'intensité de contrainte critique du mode I associé au modèle de fissuration effective
L_{fpz}	Longueur de la FPZ
l_{ch}	Longueur caractéristique
P_s	Force horizontale exercé pour le WST
Q	Longueur matériau
R	Résistance à la fissuration du matériau
r	Longueur de point d'étude par rapport au fond de fissure
r_p	Longueur de la zone plastique en pointe de fissure selon la LEFM
t	Épaisseur de la structure à l'étude
U	Déplacement dans la direction x
U	Énergie de déformation de la structure
U^*	Énergie de complémentaire de déformation de la structure
U_Q	Changement dans l'énergie de déformation dû à l'introduction de la fissure
U_d	Densités d'énergie de déformation
U_d^*	Densités d'énergie complémentaire de déformation
Us	Changement dans l'énergie élastique de surface dû à la formation des surfaces fissurées
U_1	Énergie élastique de fissuration du plateau fissuré
U_0	Énergie élastique de fissuration du plateau non fissuré
v	Déplacement dans la direction y
W	Épaisseur de la poutre à fissurer
w_c	Ouverture critique de l'ouverture pour la fissuration
w_f	Largeur de la zone de fissuration externe de la FPZ (Macro-fissures)
w_i	Ouverture de la fissure associé aux profils de $\sigma(w)$
w_{sf}	Largeur de la zone de fissuration interne de la FPZ (Micro-fissures)
w_t	Ouverture en fond de fissure
X	Force volumique dans la direction x
Y	Force volumique dans la direction y
Z	Fonction analytique

z	Variable imaginaire associée à Z

Variables grecques :

α	Ratio longueur à fissurer avant encoche / encoche initiale (a/D)
γ_s	Énergie élastique de surface dû à la formation d'une surface de fissuration unitaire
δ	Déplacement sous charge au point de chargement
δ_a	Incrément de la longueur de la fissure
ε_i	Déformation dans la direction « i »
θ	Angle du repère cartésien
μ	Module transversal d'élasticité de Poisson
Π	L'énergie potentielle totale
$\sigma(w)$	Pression cohésive selon l'ouverture « w »
σ_{Nc}	Contrainte nominale à la rupture
σ_i	Contrainte de cisaillement dans la direction « i »
τ_i	Contrainte de cisaillement dans la direction « i »
$\varphi_{1\ ou\ 2}$	Fonction analytique vérifiant les conditions de Cauchy-Riemann
ψ	Fonction de Airy

LISTE DES ANNEXES

Annexe A – Modélisation linéaire élastique de la fissuration 131

Annexe B – Effets d'échelles..... 144

Annexe C – Wood-Insert 147

Annexe D – Determination de la contrainte dans le spécimen lors de la levée 148

Annexe E – Modélisation Abaqus des contrainte dans le spécimen..... 149

Annexe F– Protocole de mesures de suivi d'expansion..... 151

Annexe G – Protocole de mesures acoustiques 154

CHAPITRE 1 INTRODUCTION

1.1 Contexte général

En 2016 au Québec, la production d'hydro-électricité représente 95,4% de la production totale d'électricité, ceci grâce au fonctionnement d'une soixantaine de centrales hydro-électriques. À cela s'ajoute divers autres ouvrages hydrauliques (tels que des barrages de régulation, des évacuateurs de crues, des prises d'eau…) le long des cours d'eau Québécois et dont le bon état conditionne la production électrique de cette région. La grandeur du parc d'ouvrage hydrauliques du Québec positionne le Canada comme l'un des plus grands acteurs mondiaux dans ce domaine. De facto, sa gestion demande des outils adaptés et pertinents afin de pouvoir évaluer et prédire la dégradation de ces infrastructures. L'intérêt est tout autant d'assurer la pérennité des actifs, que d'assurer la sécurité de ces infrastructures face aux sollicitations auxquelles elles sont soumises.

Cette gestion sécuritaire des ouvrages hydrauliques en béton constitue donc l'un des défis majeurs des propriétaires de ces ouvrages car outre la complexité des structures dans la modélisation de leur comportement, l'évolution des propriétés du béton dans le temps est à considérer afin de rendre compte des capacités réelles de ces structures. En effet, les conditions d'exposition en milieux humide ainsi que les conditions climatiques particulières sont des facteurs d'influence pouvant favoriser la dégradation des propriétés du béton. D'autre part, cette dégradation peut être accélérée due à la présence de silice réactive dans certains granulats utilisés dans les mélanges de béton. Ces granulats sont à l'origine d'une pathologie nommée réaction alcalis-granulats (RAG), et dont l'impact sur les propriétés des matériaux demeure encore un sujet de recherche.

Afin de répondre aux exigences légales, l'évaluation de l'intégrité structurale est fréquemment requise. À ce titre des modèles prédictifs sophistiqués basés sur les analyses avancées non-linéaires par éléments finis (ANLEF) peuvent être utilisés. Ils demeurent dans certains cas, par exemple pour les ouvrages affectés par la RAG, la seule alternative viable face aux approches conventionnelles considérées trop conservatrice, ou face à l'impossibilité de réaliser des tests in-situ. Ces modèles utilisent une discrétisation 3D complète de la géométrie et se basent sur des lois

de comportement du béton permettant de tenir compte du phénomène complexe de fissuration du béton et des différentes interactions physico-chimiques présentes (Ben Ftima et al. 2016).

Afin de donner des prédictions robustes du comportement futur, ces modèles sophistiqués doivent être alimentés par des intrants adéquats qui tiennent compte d'un certain nombre de spécificités : ouvrages armés ou faiblement armés, éléments structuraux de très grandes dimensions (> 1000 mm) par rapport aux spécimens de laboratoire (généralement < 300 mm), gros diamètres de granulats pouvant atteindre des tailles de 150 mm, effet de la cinétique de la dégradation naturelle ou accélérée (RAG), …etc.

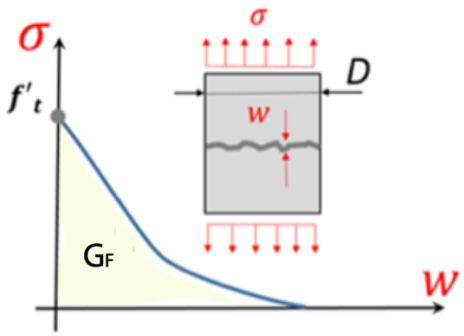
Cette maitrise s'insère dans un projet de grande ampleur dont l'objectif est de prédire le comportement d'un aménagement hydraulique existant atteint par la RAG, en utilisant les analyses ANLEF. Le projet est réalisé en collaboration avec le partenaire industriel Hydro-Québec (HQ) et l'aménagement fait partie du parc d'ouvrages de ce propriétaire.

1.2 Problématique

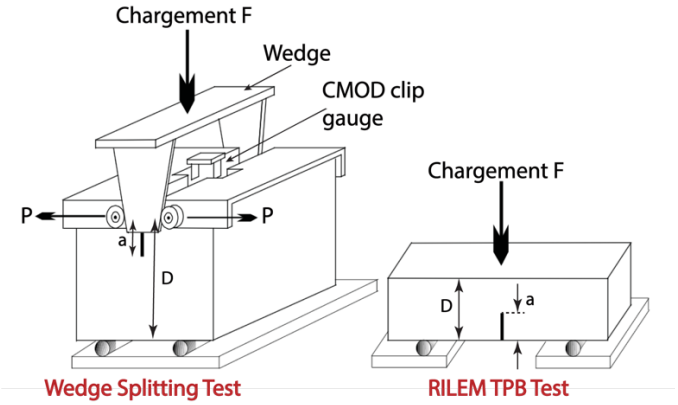
Les ANLEF tiennent comptent du comportement post-fissuration du béton, qui pour les ouvrages massifs tel que les ouvrages hydrauliques procure une énergie non négligeable pour la redistribution des efforts. Cette énergie, appelée souvent *énergie de fissuration* dans la littérature et notée G_F est un intrant très important pour la plupart des lois de comportement utilisées (Figure 1-1 (a)).

L'aménagement hydraulique identifié utilise principalement deux mélanges de béton ayant comme tailles de granulats maximum 38 mm et 76 mm. En raison des spécificités énoncées dans la section précédente, la plupart des équations semi-empiriques qui existent dans la littérature ne sont pas adéquates pour l'estimation de l'énergie de fissuration. La caractérisation de cet intrant pour un ouvrage existant atteint par la RAG représente un défi scientifique et technique de taille. Les principales difficultés liées à cet exercice sont: (i) la présence d'un effet d'échelle pour la caractérisation de cet intrant qui fait que l'utilisation directe des résultats de carottes prélevées de l'ouvrage n'est pas possible. Pour les tailles typiques des plus gros granulats pour l'aménagement choisi, la représentativité d'une carotte (de diamètre typ. 150 mm) peut être remise en question; (ii) la dégradation du matériau (et donc diminution de G_F) en fonction de l'avancement la RAG n'est pas connue.

En raison de ces difficultés, une reconstitution des deux mélanges de cet aménagement a été réalisée dans l'optique de caractériser l'énergie de fissuration sur des blocs de béton coulés, et à des avancements différents de la RAG. Bien qu'il existe un essai normalisé RILEM de flexion trois points (Three-point bend Test) pour l'estimation de l'énergie de fissuration, l'essai de fendage (Wedge Splitting Test) est aussi envisagé en raison de l'économie de matériau et de la stabilité connue pour cet essai (Figure 1-1 (b)). Toutefois, le phénomène d'échelle ou de dépendance de l'énergie de fissuration mesurée en fonction de la taille nominale D du spécimen est bien documenté dans la littérature (Murthy et al. 2013, Abdalla et Karihaloo 2003). La Figure 1-1 (c) montre un exemple de dépendance pour l'essai de fendage pour des spécimens avec similitude géométrique et présentant le même ratio de profondeur d'entaille sur dimension nominale. Une des explications possibles de cet effet d'échelle est la théorie de l'effet de bord qui stipule que l'effet d'échelle est du à un effet de bord présent à l'extrémité comprimée du spécimen sur une certaine zone d'influence (Figure 1-1 (d)). Plus le spécimen est grand (D est grand), plus cet effet est négligeable et l'on tend vers une énergie de fissuration indépendante de la taille du spécimen, appelée dans ce mémoire énergie de fissuration asymptotique et notée $G_{F\infty}$. Cette théorie est consistante avec les résultats de Trunk 2000 de la Figure 1-1 (c) qui montre une convergence asymptotique pour des spécimens de grande taille. Ainsi, pour notre contexte d'étude, il est clair que c'est cette énergie de fissuration qui devrait être caractérisée et utilisée dans les ANLEF. La réalisation d'essais sur des spécimens de très grande dimension n'est toutefois pas évidente expérimentalement. En 2003, Abdalla et Karihaloo suggèrent une méthode expérimentale simplifiée pour l'estimation de l'énergie de fissuration asymptotique qui tient compte de l'effet de bord et suppose une variation bilinéaire de l'énergie consommée (Figure 1-1 (d)). Cette méthode porte le nom de SBEM pour *Simplified Boudary Effect Method* et est basée sur deux tests de fendage réalisés sur des spécimens de taille moyenne D mais avec deux ratios différents d'entaille sur profondeur a/D.

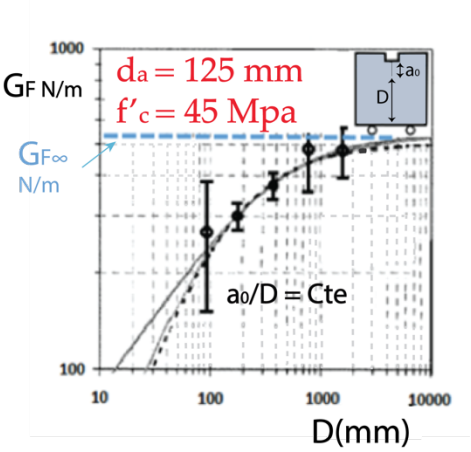


(a) Définition de l'énergie de fissuration



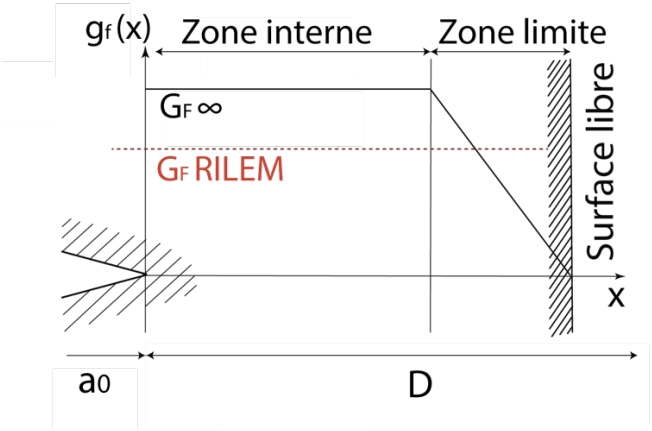
(b) Essais de caractérisation

(Modifiée de Abdalla et Karihaloo 2003)



(c) Problématique de l'effet d'échelle

(Modifiée de Trunk 2000)



(d) Interprétation par effet de bord et modèle bilinéaire de fissuration locale de la SBEM (modifiée de Hu et Duan 2004)

Figure 1-1 : Problématique de caractérisation de l'énergie de fissuration

1.3 Objectifs du projet de recherche

Les objectifs principaux de cette maitrise sont la caractérisation expérimentale de l'énergie de fissuration du béton de l'aménagement hydraulique sélectionné et l'amorce du projet de recherche entrepris avec le partenaire industriel pour l'étude de l'effet de la RAG sur cette énergie.

Les objectifs spécifiques suivants sont visés :

- Étude de l'effet d'échelle sur l'énergie de fissuration;
- Étude comparative des deux types d'essai (RILEM et WST) pour le contexte du béton des ouvrages hydrauliques;
- Mise en place des essais RILEM et WST : conception et mise en place de nouveaux protocoles et de nouvelles instrumentations;
- Étude de l'effet de la taille du granulat et du surdosage en alcalis sur les performances mécaniques des mélanges de béton. Le surdosage en alcalis est utilisé dans ce projet pour accélérer la RAG dans des chambres environnementales à température et humidité contrôlées. Des tests seront donc effectués à différents états d'avancement d'expansion due à la RAG. En raison du temps nécessaire pour l'établissement d'une expansion notable de la RAG, seuls les spécimens ayant un état d'avancement de 0% (état de référence) seront testés dans cette maîtrise.

1.4 Méthodologie du projet de maitrise

Les objectifs précédents se traduisent concrètement par les étapes suivantes:

- Une revue de littérature pertinente sur le sujet;
- Conception de deux types de spécimens pour WST, adaptés aux granulométries visées de 38 mm et 76 mm, en s'inspirant des recommandations de la littérature;
- Établissement d'un protocole expérimental (nombre de spécimens et essais de caractérisation) pour l'ensemble des essais visés par le projet avec deux types de mélanges : un mélange non réactif à court terme (série A) et un mélange réactif à court terme avec un surdosage en alcalis (série B). Seuls les spécimens de la série B avec un taux d'avancement à 0% seront testés dans cette maîtrise afin de servir de référence dans la caractérisation dans le temps des propriétés du béton atteins de la RAG;
- Fabrication des coffrages et coulée des spécimens (réalisés à l'IREQ : Institut de Recherche d'Hydro-Québec);

- Conception et mise en place d'instrumentation conventionnelle (ex : LVDT) et spécifique au projet : système de DIC, système de mesure acoustique; système de mesure de flèche pour essai RILEM et système de mesure d'expansion pour les spécimens et carottes entreposées dans les chambres environnementales de l'IREQ (pour la série B);
- Mise en place du montage expérimental WST et essais préliminaires, établissement d'un protocole expérimental pour manutention, instrumentation et test;
- Rapatriement au laboratoire de Structures de l'École Polytechnique et test des spécimens de la série A et une partie des spécimens de la série B (pour mesurer les performances mécaniques à 0% d'avancement);
- Analyse et interprétation des résultats des tests de la série A;
- Conclusions et recommandations pour la suite du projet.

En raison du temps disponible à la réalisation de cette maîtrise, seules les données issues des LVDT et du système d'application de la force seront analysées. Les données DIC, acoustiques, thermiques, de déformation et d'expansion seront analysées dans la continuité du projet.

Les étapes précédentes sont résumées dans ce rapport de 6 chapitres incluant l'introduction et les conclusions, comme décrit dans la Figure 1-2 qui suit.

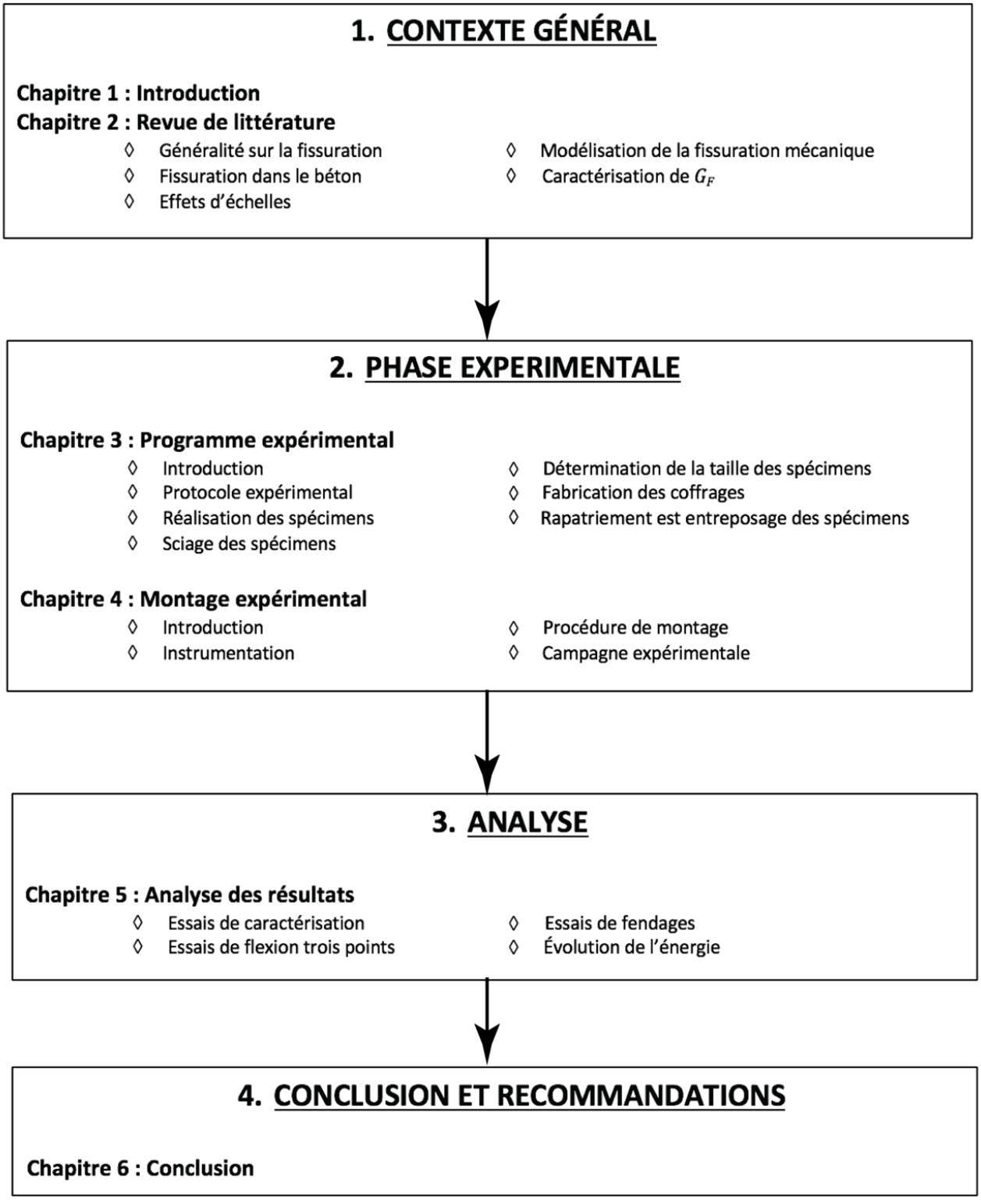


Figure 1-2 : Organigramme organisationnel du mémoire

CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE

La présente revue de littérature a pour but de revoir les informations disponibles sur le processus de fissuration du béton. Aussi, l'intérêt premier est d'arriver à comprendre les interactions et phénomènes lorsqu'une fissure se propage dans un milieu hétérogène comme le béton, afin de pouvoir en déduire des propriétés matériau à l'échelle macroscopique.

À ce jour, la modélisation parfaite de ce processus semble inexistante en raison de la complexité de tous les composants et de leurs interactions dans la matrice du béton. Cependant, les trois dernières décennies ont permis d'affiner les connaissances à ce sujet, et de mettre en place une série de modèles qui caractérise la fissuration au niveau local.

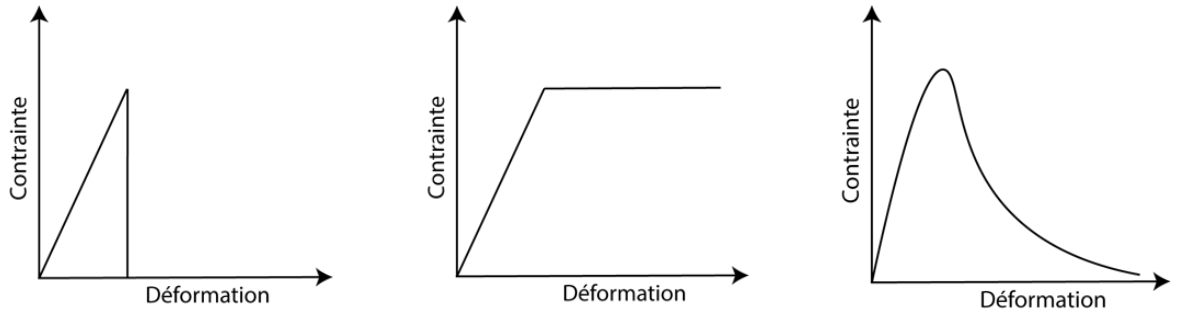
Enfin, au travers de ce chapitre, le lien sera fait entre la modélisation locale de la fissuration et sa caractérisation expérimentale. Le but étant de déterminer une propriété propre au béton : l'énergie de fissuration, indépendamment de tous les phénomènes d'échelles.

2.1 Généralités sur la fissuration

Lors de la mise sous charge d'un matériau, il s'installe un champ de contraintes et de déplacements dans la masse. Cependant, selon la nature des charges (orientation, amplitude, sens…) et selon la nature du matériau, différents comportements sont usuellement observés. Une vision d'ensemble de ces comportements est nécessaire pour comprendre les futurs modèles de fissuration et pour les transposer au béton.

2.1.1.1 Différents types de matériaux

La littérature distingue différents types de comportements généraux qui sont décrits par Shah et al. 1995, et illustrés par la Figure 2-1.



(a) matériau élasto-fragile (b) matériau élasto-ductile (c) matériau élasto-quasi fragile

Figure 2-1 : Différents types de réponses en contrainte-déformation uniaxiale (tirée Polies 2013)

Il est donc possible de les classer comme suit :

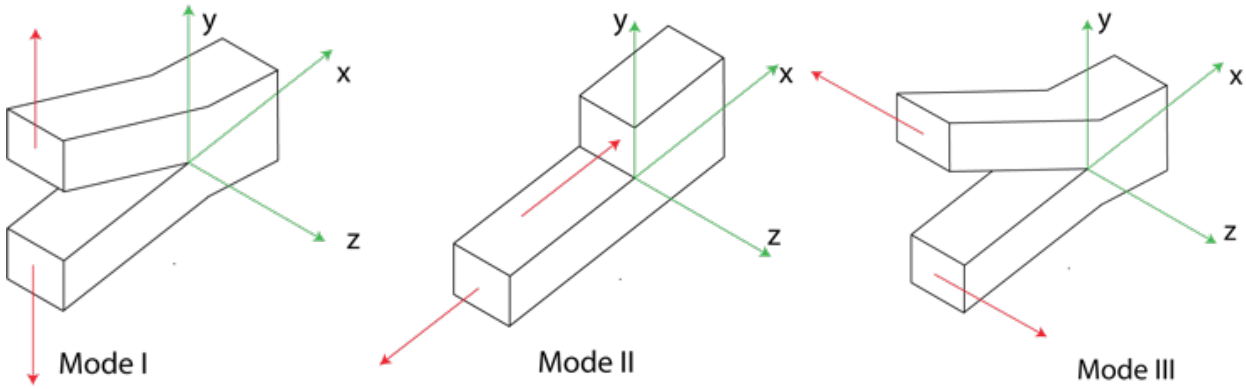
- Comportement fragile, Figure 2-1 (a): la contrainte tombe à zéro lorsque le matériau fracture. Un exemple de matériaux qui possède ce comportement est le verre.
- Comportement ductile, Figure 2-1 (b): la contrainte reste proche de la contrainte seuil du matériau lors de la propagation de la fissure, et forme un plateau plastique. Ce dernier n'est pas réaliste, mais le métal à un comportement qui s'en rapproche
- Comportement quasi-fragile, Figure 2-1 (c): un matériau quasi-fragile possède une descente progressive de la contrainte après le pic de contrainte maximale. Ce comportement est similaire à celui du béton et la courbe post-pic est nommée « courbe d'adoucissement ». Les étapes suivantes sont généralement observées : (i) initiation négligeable des fissures internes (e.g. de 0 à 30% de la force de pic); (ii) propagation de fissures isolées aléatoirement distribuées appelées microfissures (e.g. de 30 à 80% de la force de pic); (iii) localisation en fissures majeures appelées macrofissures qui se propagent avec l'augmentation de la force appliquée (e.g. de 80% au pic de force). (iv) Post-pic : Une macrofissure continue de se propager même si la force appliquée décroît.

Le phénomène d'adoucissement est dû aux interactions des granulats présents lors de la fissuration, ainsi qu'à l'établissement d'une zone inélastique à la localisation de la contrainte maximale. Cette

zone se nomme zone du processus de fissuration ou *Fracture Process Zone* (FPZ) et constitue un aspect important dans cette étude.

2.1.1.2 Modes de ruptures

Lors de l'application d'une charge, les contraintes engendrent des déformations majoritairement localisées près de la pointe de fissuration. Ces déformations possèdent plusieurs composantes et sont fonction de la charge et des conditions d'application. Elles peuvent être réparties selon 3 modes de ruptures principaux représentés sur la Figure 2-2.



(a) Mode I : Ouverture (b) Mode II : Cisaillement dans le plan (b) Mode III : Cisaillement hors plan

Figure 2-2 : Les 3 modes principaux de ruptures (adaptée de Polies 2013)

- Le mode 1 (Figure 2-2 (a)) est un mode d'ouverture engendré par l'application d'une contrainte normale aux surfaces fissurées. Dans le cadre de ce projet, on s'intéresse uniquement à ce mode qui sera sollicité par le fendage.
- Le mode 2 (Figure 2-2 (b)) décrit une fissuration en cisaillement causée par deux forces opposées dans le même plan de fissure, orientées selon l'axe X.
- Le mode 3 (Figure 2-2 (c)) est un mode de cisaillement hors plan engendré par deux forces transverses au plan de fissuration, orientées selon l'axe Z.

2.2 Modélisation de la fissuration mécanique

2.2.1 Mécanique de rupture linéaire

Introduite au début du siècle par Ingles, l'analyse du champ de contrainte à la pointe de fissuration induite par l'application d'une force sur une plaque fissurée en son centre a permis de développer les bases de la LEFM (*Linear Elastic Fracture Mechanics*). L'analyse du champ de contrainte a permis de mettre en avant des considérations énergétiques, mais surtout de mettre en exergue les limites de ce modèle dans le cas de matériaux quasi-fragiles. Cependant sa compréhension est nécessaire pour la mise en place de modèles applicables aux bétons.

2.2.1.1 Champ de contrainte en pointe de fissure

Selon le schéma de principe de la Figure 2-3, les équations du champ de contraintes ont été résolues par Westergaard (Westergaard 1939) pour le cas d'une poutre en béton via une description linéaire élastique du champ de contrainte ainsi que via l'utilisation du domaine complexe.

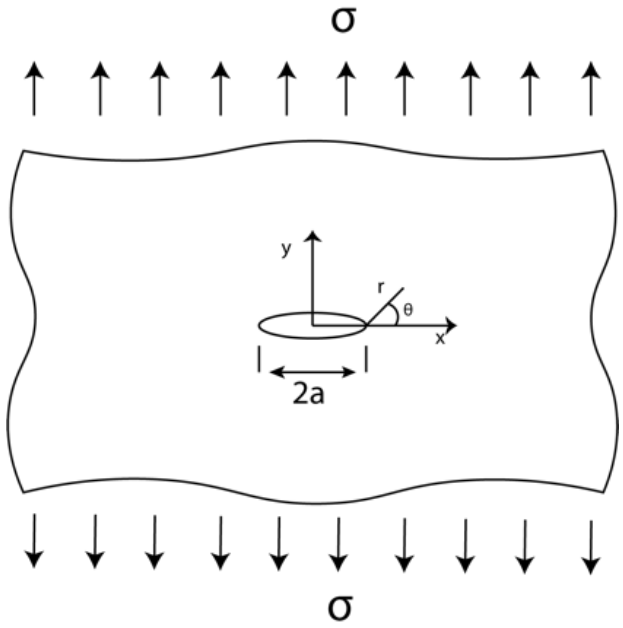


Figure 2-3 : Plaque infinie fissurée en son centre, soumise à de la traction

(tirée de Shah et al. 1995)

La méthode de résolution pour obtenir le champ de contrainte à la pointe de fissure est explicitée en Annexe A. La résolution de ce problème permet d'obtenir l'expression des contraintes via

l'introduction du facteur de concentration de contrainte K_i, où « i » fait référence au mode d'ouverture (Figure 2-2 (a)) associé à l'obtention du champ de contrainte. Ainsi dans ce projet nous travaillons avec K_I.

$$\sigma_x = \frac{K_I}{\sqrt{2\pi r}} * \cos\frac{\theta}{2} * \left(1 - sin\frac{\theta}{2} * sin\frac{3\theta}{2}\right) \qquad \sigma_y = \frac{K_I}{\sqrt{2\pi r}} * \cos\frac{\theta}{2} * \left(1 + sin\frac{\theta}{2} * sin\frac{3\theta}{2}\right)$$

$$\tau_{xy} = \frac{K_I}{\sqrt{2\pi r}} * \cos\frac{\theta}{2} * cos\frac{\theta}{2} * cos\frac{3\theta}{2} \tag{2-1}$$

Avec $K_I = \lim_{r\to 0} \sqrt{2\pi r \sigma_y}(r, \theta = 0)$, qui dans le cas à l'étude revient à : $K_I = \sigma\sqrt{\pi a}$

2.2.1.2 Facteur de concentration de contrainte critique

Le facteur de concentration critique noté K_{ic} est considéré comme un paramètre de matériau dans la théorie de mécanique de rupture linéaire LEFM. Il peut être défini comme la valeur limite de facteur de concentration de contrainte qui permet la propagation de la fissure.

Cette valeur limite du facteur d'intensité de contrainte peut être associée à σ_c où σ_c désigne la contrainte critique de fissuration. Dans le cas d'une plaque infiniment large fissurée, nous avons :

$$K_{Ic} = \sigma_c\sqrt{\pi a} \tag{2-2}$$

Avec E le module de Young du matériau.

Les équations (2-1) explicitent le champ de contrainte à la pointe de fissuration et sont des fonctions linéaires de la charge appliquée. Une conséquence directe de cette particularité est la validité du principe de superposition pour un même mode d'ouverture (I, II ou III).

Ainsi, la LEFM caractérise le champ de contraintes en pointe de fissuration dans le cadre de matériaux élastiques-fragile. Cependant, ce facteur est dépendant de la longueur de fissure, de la géométrie de la structure, et du chargement.

Des exemples de superposition de K_I sont montrées en Annexe A.

2.2.1.3 Principe énergétique

Griffith est le premier à avoir incorporé une considération énergétique dans le cadre de la LEFM. À travers l'étude sur une plaque fissurée soumise à la traction, il montre que le processus de

fissuration d'un matériau fragile ne peut être gouverné par un critère basé sur la résistance pure. En effet, le champ de contrainte décrit par les équations (2-1) montre que la contrainte en pointe de fissure atteint une valeur infinie, causant la destruction de la structure, peu importe la longueur de fissuration.

Cette dualité « contrainte infinie - résistance finie » engendrée par la modélisation linéaire conduit à ce que la LEFM montre la formation d'une zone plastique lorsque la contrainte due au chargement égalise la résistance du matériau. Cela est représenté la Figure 2-4 par la distance r_p, pour laquelle $\sigma = \sigma_{le}$ avec σ_{le} la contrainte de limite élastique du matériau.

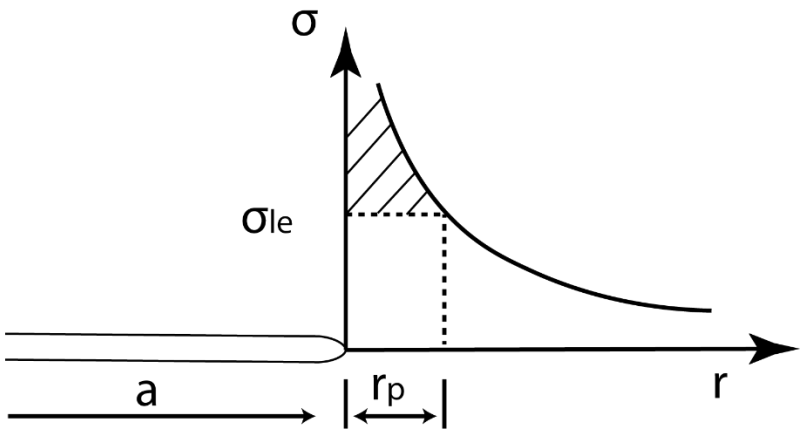


Figure 2-4 : Représentation de l'apparition d'une zone plastique due à une contrainte infinie en pointe de fissuration (adaptée de Shah et al. 1995)

Ainsi, Griffith propose un critère énergétique qui permet de statuer sur la propagation d'une fissure si l'énergie disponible égalise l'énergie nécessaire pour étendre la fissure d'une unité de surface.

Ces considérations énergétiques sont associées à des matériaux linaires élastiques. Griffith établit le bilan énergétique suivant :

$$U_1 - U_0 = -U_a + U_s \quad et \quad U_a = \frac{\pi\sigma^2 a^2}{E}, \quad U_s = 4a\gamma_s \tag{2-3}$$

Où U_1 et U_0 sont les énergies élastiques, respectivement des plaques fissurées et non fissurées, U_a est le changement d'énergie de déformation du à l'apparition d'une fissure dans la plaque, U_s est le changement d'énergie élastique de surface dû à la formation des surfaces fissurées, et a est la

fissure existante. E est le module d'élasticité du matériau et γ_s est l'énergie élastique de surface qui découle de la formation d'une surface fissurée unitaire.

Aussi, afin de caractériser l'extension de la fissure il convient d'écrire la condition d'équilibre énergétique se traduisant par la minimisation de la variation énergétique à la suite d'une variation de fissure de δa. Ainsi la dérivée de (2-3) devient :

$$\frac{\pi\sigma^2 a^2}{E} = 2\gamma_s \tag{2-4}$$

Il s'agit là du critère de fissuration de Griffith, qui ne peut cependant être utilisé que pour des matériaux élastique-fragiles. Ainsi Griffith établit un concept de taux d'énergie libéré par l'extension d'une fissure.

Par la suite, ce principe peut être généralisé un introduisant désormais le taux d'énergie de déformation libérée. Ce dernier s'applique sur l'équilibre d'une structure soumise à un essai de fendage dont l'énergie potentielle s'écrit :

$$\Pi = U - F + W \tag{2-5}$$

Et la résolution décrite en Annexe A permet d'introduire une condition nécessaire pour l'état d'équilibre de la structure, durant la propagation de la fissure en matériaux élastiques linéaires :

$$G = G_c \tag{2-6}$$

Avec d'un côté G qui est le taux d'énergie de déformation libéré pour la propagation d'une fissure unitaire, pour une structure d'épaisseur t. Ce dernier est issu de la résolution de l'équilibre de l'équation (2-5) et traduit l'énergie externe apportée au système. De l'autre côté G_c est le taux critique d'énergie libérée du matériau. G_c est considéré être une constante associée à un matériau linéaire élastique traduisant l'instant de propagation de la fissure.

Il est aussi possible de relier K_{Ic} à G_c par la relation suivante valide dans le cas de contraintes planes :

$$G_c = \frac{K_{Ic}^2}{E} \tag{2-7}$$

Dans le cas d'un matériau fragile, dès l'instant de la propagation de la fissure, plus aucune force n'est transmise dans la zone endommagée. De ce fait, la LEFM permet l'utilisation de l'équation

(2-6) comme critère de rupture pour des matériaux fragiles, mais ce critère ne peut pas être appliqué tel quel pour le béton. Il s'agit ici de la limitation de la LEFM, qui ne peut modéliser le comportement adoucissant quasi-fragile du béton représenté par la Figure 2-1 (c). La considération de ces limites nous conduit à la théorie non-linéaire de la mécanique de rupture.

2.2.2 Mécanique de rupture non-linéaire

À la différence de la LEFM, la mécanique de rupture non-linéaire ou NLFM (*Non-linear Frature Mechanics*) considère une zone de non-linéarité de taille non négligeable, à la pointe de la fissure : il s'agit de la zone FPZ. Aussi, l'énergie de déformation introduite précédemment pour le matériau linéaire peut aussi être développée de manière similaire afin de prendre en compte la propagation de la fissure, mais en rajoutant une composante afin d'aller au-delà des limites de la LEFM

2.2.2.1 Énergie libérée en NLFM

La réponse de la fissuration inélastique due à la présence de la FPZ peut être considérée par une pression cohésive $\sigma_{(w)}$ agissant sur les faces des fissures. Comme le montre la Figure 2-5:

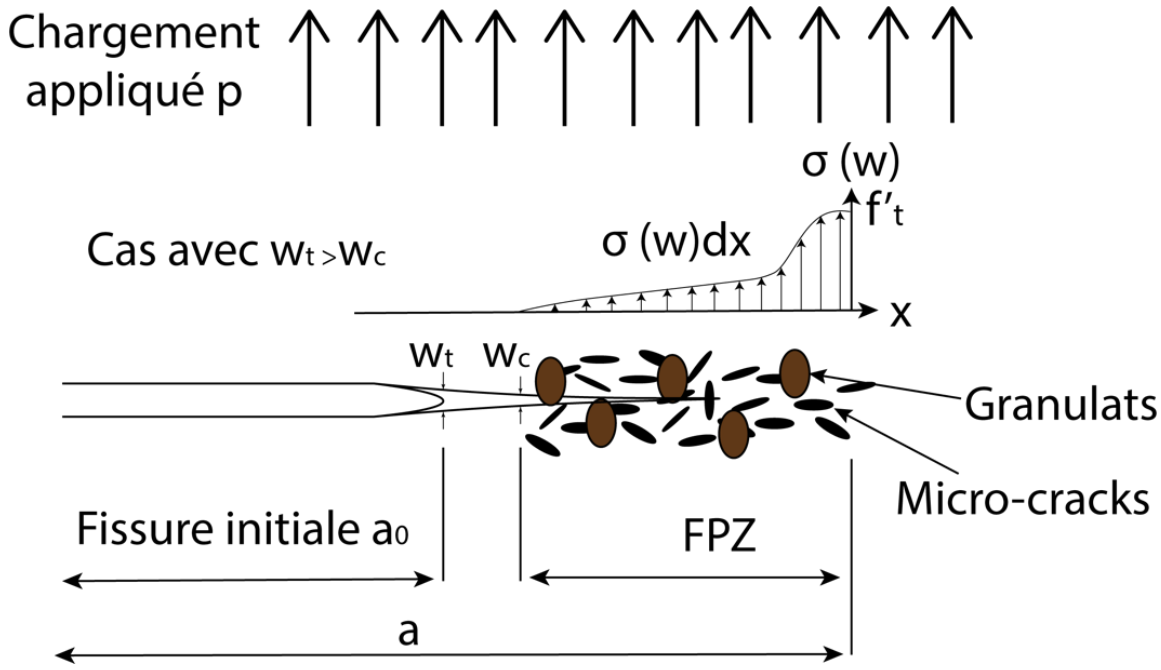


Figure 2-5: Principe de fissuration du béton et de la pression cohésive, avec deux surfaces partiellement séparées (adaptée de Shah et al. 1995)

Avec w_t l'ouverture au bout de fissure initiale, et w_c l'ouverture critique de séparation à partir de laquelle il n'y a plus de contrainte. La figure précédente représente le cas ou $w_t > w_c$. Dans le cas contraire, la FPZ commencerait pour w_t, et w_c ne serait pas représenté.

Cette pression cohésive $\sigma_{(w)}$ est une fonction monotone et décroissante de l'ouverture de fissure et qui tend à fermer la fissure. De plus $\sigma_{(w)} = f_t'$ à la pointe de la FPZ pour laquelle $w = 0$.

À l'instar de la LEFM, quand une structure en béton avec une fissuration quasi-fragile subit un chargement (en force ou en déplacement), la charge appliquée résulte en un taux d'énergie libérée G_Q à la pointe de fissuration. La notation « Q » de G_Q indique la relation avec un matériau quasi-fragile. Cette énergie peut être divisée en deux composantes :

- G_{Ic} qui correspond à l'énergie pour créer de nouvelles surfaces fissurées du matériau. Aussi, G_{Ic} est évalué en se basant sur la LEFM (mode « I » à l'instant « critique » de fissuration).
- G_σ qui correspond à la part d'énergie pour rompre la pression cohésive définie plus haut par unité de longueur de fissure et pour une structure d'épaisseur unitaire (à l'instar de G_{Ic})

$$G_Q = G_{Ic} + G_\sigma = G_{Ic} + \int_0^{w_t} \sigma(w)dw \tag{2-8}$$

Si l'ouverture de la fissure est importante ($w_t > w_c$) alors il faut remplacer w_t par w_c dans les limites de l'intégrale. Ainsi, l'énergie relâchée dû à l'application de la force se divise en deux mécanismes dissipatifs, où le premier représente le mécanisme de dissipation d'énergie de Griffith-Irwin, et le second représente le mécanisme de dissipation d'énergie de Dugdale-Barenblatt.

Bien que la propagation d'une fissure quasi-fragile est décrite par le processus de double dissipation, l'approximation de ce modèle par un seul mécanisme de dissipation d'énergie, soit le mécanisme Griffith-Irwin en supposant $\sigma(w) = 0$, ou le mécanisme Dugdale-Barenblatt en supposant $G_{Ic} = 0$ a été souvent utilisée dans la littérature. Basés sur les différents principes de dissipation énergétique, des modèles de fracturation mécanique non linéaire pour matériaux quasi-fragiles ont été développés.

Il existe principalement deux familles :

- Approche par fissuration fictive basée uniquement sur le mécanisme de Dugdale-Barenblatt.
- Approche par fissuration élastique effective basée uniquement sur le mécanisme de Griffith-Irwin.

2.2.2.2 Approche par fissuration fictive

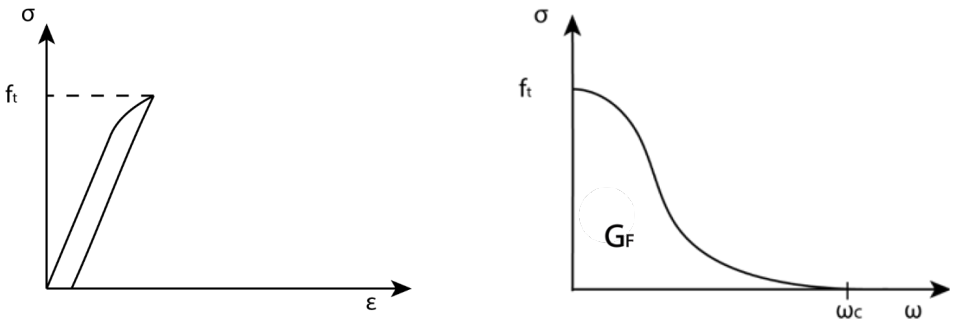
Cette méthode est basée sur l'hypothèse d'une énergie de fissuration nécessaire à la création des surfaces fissurées, faible au regard de l'énergie de fissuration nécessaire pour rompre les pressions cohésives dont l'origine est décrite précédemment.

Ainsi, l'énergie de dissipation pour la propagation de la fissure est caractérisée par l'intégrale de la relation contrainte-séparation décris par $\sigma(w)$.

2.2.2.2.1 Le modèle de fissuration fictif de Hillerborg

Hillerborg et al. 1976 sont les premiers à avoir mis en place un modèle de fissuration fictif (appelé aussi cohésif) par le biais d'une expérience en tension uni-axiale, en suggérant une relation contrainte/déformation pré-pic (Figure 2-6 (a)) et une relation contrainte/ouverture de fissure post-pic (Figure 2-6 (b)). L'aire totale sous $\sigma(w)$ est par définition égale à G_F. Ainsi l'équation (2-8) se etréécrit :

$$G_F = G_\sigma = \int_0^{w_c} \sigma(w)dw \tag{2-9}$$



(a) Courbe contrainte-déformation en pré-pic (b) Courbe contrainte-déformation en post-pic

Figure 2-6 : Principe du modèle de fissuration fictive de Hillerborg

(modifiée de Hillerborg 1985)

Cette énergie G_F représente donc l'énergie absorbée par unité de surface de fissure au regard du matériau de la structure, car la courbe $\sigma(w)$ est assumée être une propriété de matériaux indépendante de la taille ou de la géométrie de l'échantillon.

Cependant, afin de pouvoir pleinement modéliser et décrire le phénomène de propagation, il est nécessaire à ce modèle d'avoir 3 paramètres : La valeur de f_t', G_F et la forme de $\sigma(w)$

Ainsi, Hillerborg introduit la notion de longueur caractéristique, fonction de f_t' et de G_F tel que :

$$l_{ch} = \frac{E G_F}{f_t'^2} \tag{2-10}$$

Cette longueur est proportionnelle à celle de la FPZ dans le cadre des hypothèses de la fissuration fictive, où les surfaces fissurées sont en contact, et est une propriété du matériau. Enfin, Hillerborg et al. 1976 montre qu'à la propagation critique de la fissure correspondant au chargement maximum, et pour le cas d'un spécimen de très grande dimension, le taux d'énergie libérée dû à la force appliquée décrit en équation (2-8) égalise la valeur G_F.

$$\lim_{Dimension \to infini} G_Q = G_F \tag{2-11}$$

Dans le cadre de spécimens de taille finis, la valeur de G_Q au chargement maximum est inférieure à G_F. Des études expérimentales par essai de flexion trois points ont permis de caractériser la courbe $\sigma(w)$ en fonction des paramètres du béton testé (e.g. sa résistance à la compression f'c, granulométrie, ratio eau/ciment …). Quelques courbures d'approximation de $\sigma(w)$ sont représentées dans le Tableau A-1 en Annexe A.

2.2.2.3 Approche par fissuration élastique effective

Comme pour le cas du mécanisme de Dugdale-Barenblatt, il est possible de modéliser la FPZ dans le béton par le seul mécanisme de dissipation d'énergie de Griffith-Irwin ($\sigma(w) = 0$) ainsi qu'avec une fissure élastique équivalente, libre en traction.

La fissure élastique équivalente est gouvernée par les critères et principes de la LEFM vus précédemment. La correspondance entre la fissure réelle et la fissure effective dépend du modèle choisi dans le cadre du mécanisme de dissipation de Griffith-Irwin. Toujours dans les hypothèses de mode de fissuration I :

$$G_Q = G_{Ic} \tag{2-12}$$

Cette équation gouverne la propagation de la fissure élastique effective dû à un changement de la force appliquée. G_Q est fonction de la géométrie de la structure et de la charge appliquée autant que de la longueur de la fissure élastique effective, alors que G_{Ic} est fonction du matériau.

Cependant, dans le cas d'une propagation stable de la fissuration, la fissure change de longueur lors de la variation de la force appliquée. Ainsi, une équation supplémentaire serait nécessaire pour déterminer la longueur de la fissure avant de pouvoir utiliser l'équation (2-12).

De plus, une dépendance empirique entre la longueur de fissuration fictive et la taille de la structure ainsi qu'entre la longueur de fissuration fictive et la géométrie des spécimens impose l'utilisation de deux critères de fissuration. Quelques modèles sont exposés en Annexe A : Le modèle à deux paramètres de Jenq et Shah (Jenq et Shah 1985), le modèle de fissuration effective de Nallathambi et Karihaloo (Nallathambi et Karihaloo 1989) et le modèle de Bazant et Kazemi (Bazant Kazemi 1990)

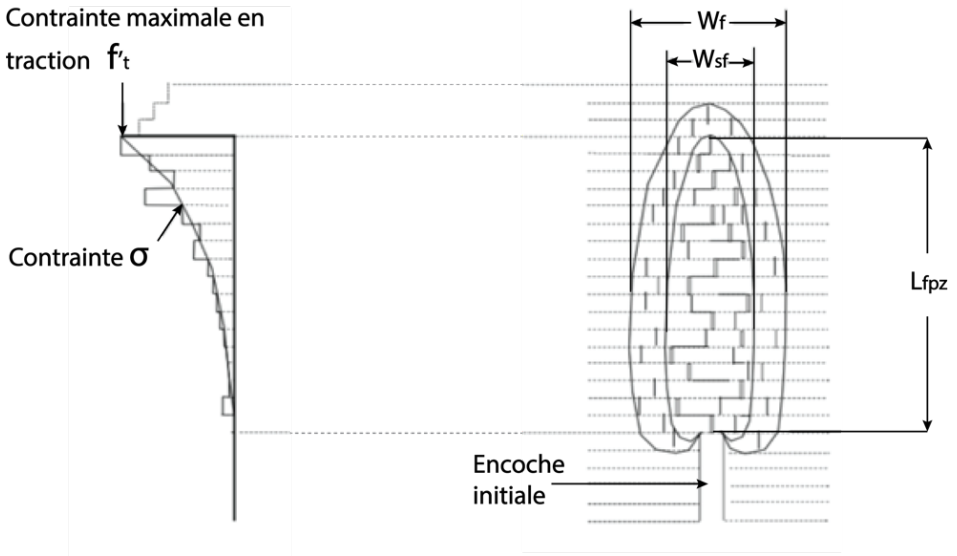
Ainsi, il existe deux modélisations non-linéaires traduisant la fissuration dans le béton. L'une découle de la LEFM et passe par l'utilisation d'une fissure effective libre en traction et ne considérant pas les mécanismes d'arrêt. À l'inverse l'autre néglige la participation élastique pour ne considérer que l'effet de la pression cohésive. Cette seconde modélisation est très populaire, dans la mesure où la plupart des modélisations numériques par éléments finis l'utilisent. Historiquement parlant, la modélisation discrète introduite par Hillerborg, représentée par une relation contrainte adhésive/ouverture de fissure (Figure 2-6 (b)), a été généralisée par Bazant et Oh en 1983 pour le cas de fissuration diffuse avec une relation contrainte adhésive/déformation d'un élément fini. C'est cette généralisation qui a ouvert la porte à une famille de modèles d'éléments non-linéaires dits à fissuration diffuse, très utilisée de nos jours. C'est cette seconde modélisation qui sera considérée dans ce projet. Ainsi, l'appellation *énergie de fissuration* désignera par défaut l'énergie cohésive G_F de Hillerborg et al. 1976, qui peut être redéfinie d'une façon simplifiée, comme l'énergie nécessaire à la séparation complète en deux blocs, d'un bloc de béton de surface unitaire. Son unité est donc N.m par m^2 ou encore N/m.

2.3 Fissuration dans le béton

Lors de la fissuration du béton, la zone inélastique en avant de la pointe de fissuration, présente une cohésion qui tend à s'opposer à l'ouverture de la fissure. Ce comportement découle de mécanismes d'arrêts (Shah et al. 1995) présents dans la FPZ et qui continue de transmettre des efforts lorsque la fissure se propage. À ce jour, différentes théories à succès dans la communauté scientifique sur la modélisation du comportement à la fissuration sont basées sur l'établissement et l'évolution de cette FPZ. De plus, il fait consensus que cette FPZ conditionne l'aire sous la courbe des contraintes en fonction de l'ouverture et donc le comportement du béton à la fissuration (Contraintes, consommation d'énergie…).

2.3.1 Description de la FPZ

Les études et expériences menées par Hu (Hu et al. 2002) (Hu et al. 2003) (Hu et Wittmann 1991) proposent une visualisation de la FPZ comme une zone où sa largeur et sa longueur conditionnent l'apparition des fissures ainsi que l'énergie consommée pour les faire apparaître (Figure 2-7).



(a) Profil de la contrainte dans la FPZ (b) Géométrie de la FPZ

Figure 2-7 : Modélisation de la FPZ décomposée en segment et répartition des contraintes de fissuration (adaptée de Duan et al. 2002)

Avec f_t' la contrainte maximale admissible en traction du béton, et σ la contrainte dans le béton.

La FPZ peut être subdivisée en deux zones distinctes, une région d'adoucissement interne (w_{sf}) et une région externe (w_f).

La zone interne (w_{sf}) est formée de microfissures interconnectées, responsables de l'adoucissement observé à la Figure 2-1 (c). Des phénomènes décrits plus loin permettent de transmettre des efforts qui s'opposent à la propagation de la fissure.

La zone externe (w_f) est formée de microfissures non-interconnectées. Selon les études menées par Abdalla et Karihaloo (Abdalla et Karihaloo 2003), cette zone consomme une portion négligeable de l'énergie lors de la propagation de la fissure.

En raison de l'importance de la FPZ dans le processus de fissuration, des études acoustiques et des études par rayons X ont été réalisées (Muralidhara et al. 2010) (Otsuka 1992) (Otsuka et al. 1998) (Otsuka et al. 2000), ceci dans le but de donner et affirmer la description faite de la FPZ. Ces études ont confirmé la présence de deux zones distinctes suite aux relevés d'énergie et d'événements acoustiques. Ils permettent de confirmer les dires de Abdalla et Karihaloo 2003, autour de la consommation négligeable d'énergie de la zone externe (w_f). La Figure 2-8 montre la répartition des fissures écoutées lors des expériences de Ohno et al. 2014 selon leurs niveaux d'énergie. On reconnaît la distinction en 2 zones comme il l'a été décrit précédemment.

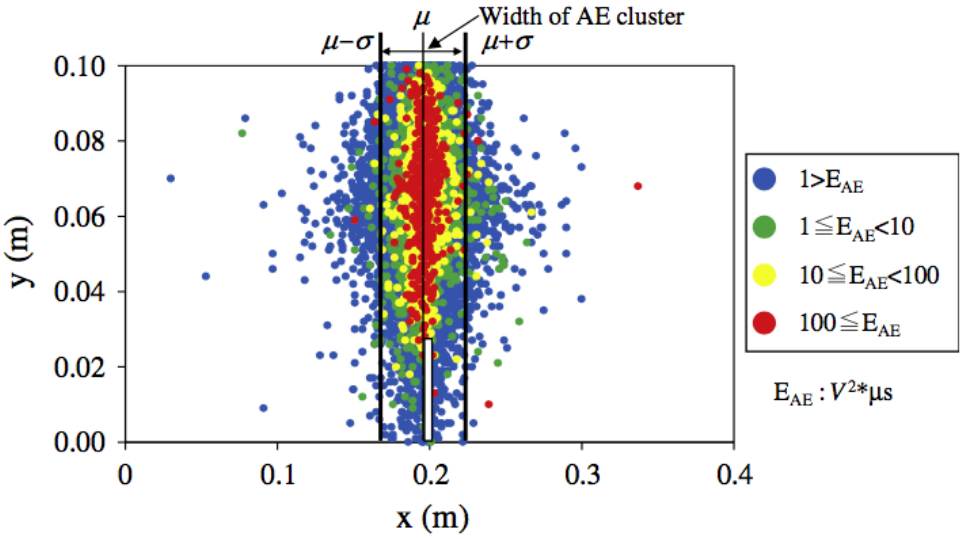


Figure 2-8 : Localisation des événements acoustiques lors de la propagation d'une fissure dans un essai (tirée de Ohno et al. 2014)

D'autres conclusions ont été émises suite aux études acoustiques et par rayons X, afin de mieux comprendre cette FPZ : Le comportement de la FPZ est variable selon la composition du béton, la taille des granulats, et selon la taille des structures. Otsuka et al. 1998 montre que la largeur de la FPZ augmente avec la taille des granulats. De plus, il compare l'augmentation des dimensions de la FPZ avec l'augmentation de la taille des spécimens et montre que la longueur de la FPZ augmente avec un taux plus rapide que celui des dimensions des spécimens, alors que la largeur augmente avec un taux moins rapide.

2.3.2 Comportement de la FPZ

La composition hétérogène du béton est à l'origine du concept de FPZ qui est un passage important vers la modélisation du béton en fissuration. C'est par la compréhension des mécanismes ayant lieu dans cette FPZ que s'explique le comportement adoucissant de la courbe contrainte-déformation au cœur de cette étude (Figure 2-1 (c)). En effet, la visualisation d'une surface de béton fissurée met en évidence le chemin tortueux de la fissuration dans le béton.

Shah et al. 1995 recense plusieurs mécanismes responsables de la création de la FPZ, qui sont majoritairement des ponts de granulats, des déviations ou des divisions de la fissure, des frottements entre les surfaces fissurées, des vides dans la matrice du béton, et de multiples microfissures.

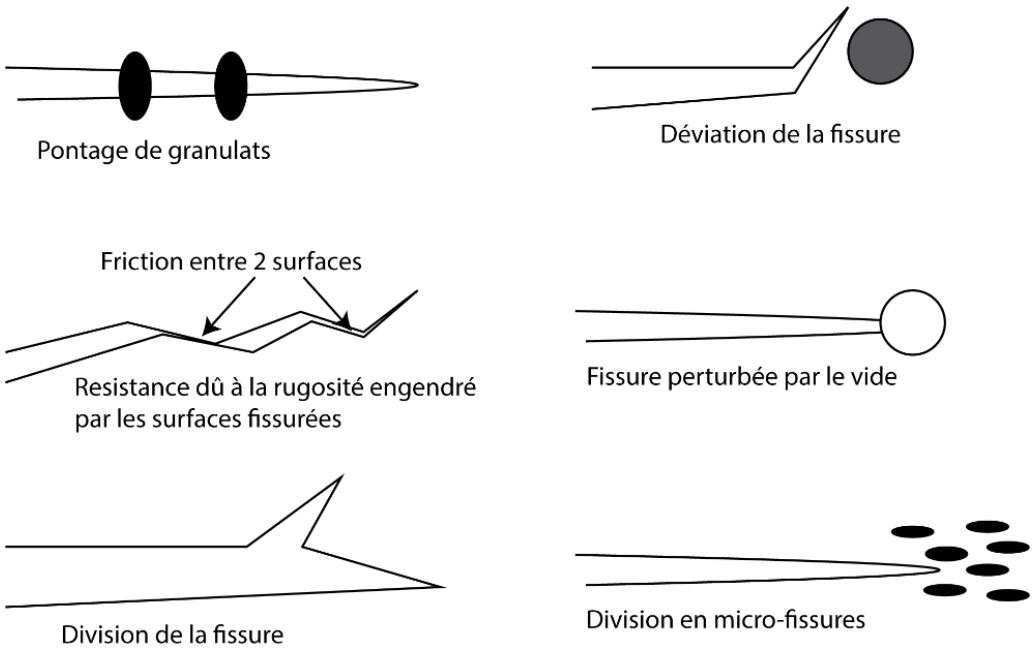


Figure 2-9 : Mécanismes d'arrêt ayant lieu dans la FPZ (tirée de Shah et al. 1995)

Ces mécanismes de résistance sont représentés par la Figure 2-9 et expliqués ci-dessous :

- La déviation des fissures se passe quand le chemin de plus faible résistance est autour d'un granulat à plus forte résistance ou le long d'une interface faible.
- Bien que la fissure ait avancé au-delà des granulats, ceux-ci continuent de transmettre une contrainte de traction, ce qui lui vaut le terme de « pontage ». Des études menées par Polies 2013 expliquent l'importance de l'aspect anguleux des granulats afin d'avoir un meilleur « pontage ».
- De plus, il peut se produire des contacts entre les surfaces fissurées, ce qui cause une dissipation supplémentaire d'énergie par friction.
- Aussi, la fissuration peut se décomposer en plusieurs branches à cause de l'hétérogénéité du béton, ce qui engendre une dissipation plus importante d'énergie.
- Enfin, la fissure peut parfois se terminer d'un vide en pointe de la fissure (provenant du processus d'hydratation du béton, du retrait …), ce qui demande un surplus d'énergie pour propager la fissure.

2.3.3 Acquisition acoustique

Pour un matériau tel que le béton, la visualisation de la zone FPZ n'est pas évidente expérimentalement. Son suivi peut toutefois être réalisé à l'aide de la technologie acoustique permettant « d'écouter » la microfissuration. Ainsi le traitement des données issues de cette écoute permet de dresser un profil de la FPZ.

Cependant l'utilisation pertinente de cette technologie pour suivre la FPZ impose de comprendre la théorie derrière, afin d'effectuer un paramétrage et un traitement de signal adéquats. Les informations dans cette section sont issues de la documentation du système Vallen utilisé dans ce projet, ainsi que des références suivantes : Muralidhara et al. 2010, Otsuka 1992, Otsuka et al. 1998, et Otsuka et al. 2000.

Originalement développé pour le suivi de structures métalliques tel que des conduites sous pression en acier, le principe de l'écoute acoustique correspond à l'utilisation de capteurs piézo-électriques permettant l'acquisition d'onde élastiques relâchées lors du phénomène de fissuration. Lorsqu'un évènement de fissuration se produit, une onde est libérée et se propage dans la masse. Cet événement se nomme AE (*Acoustic Event*). Cette onde est composée d'une onde de profondeur-*p*, d'une onde secondaire-*s*, et d'ondes surfacique dîtes de Rayleigh. Parmi celles-ci, l'onde « *p* » est celle arrivant en premier, car sa vitesse est la plus grande. Il s'agit donc de cette onde qui est captée et analysée par la technologie acoustique. La Figure 2-10 montre un signal typique avec les différentes données associées.

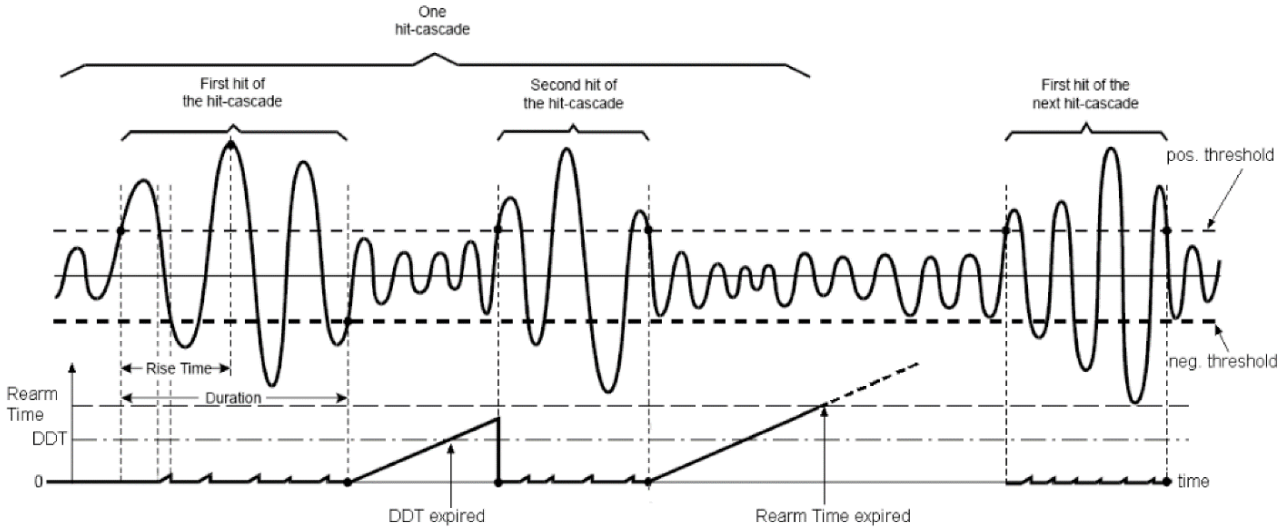


Figure 2-10 : Exemple de signal reçu par un capteur acoustique (documentation Vallen)

Avant de commencer l'acquisition, il est généralement requis de définir un seuil d'acquisition en dB (*threshold*) afin de filtrer le bruit. Chaque signal dont l'amplitude dépasse ce seuil est appelé évènement ou *hit* et est donc enregistré. Certains autres paramètres doivent aussi être entrés tels que la vitesse d'onde, les paramètres d'atténuation d'onde et nécessitent des essais préliminaires avec l'équipement disponible et le matériau à tester. Par exemple, des tests entre deux faces opposées du spécimen sont effectués afin de déterminer la vitesse d'onde selon la formule classique :

$$v_p = \frac{Distance\ (AE - capteur)}{\Delta t} \tag{2-13}$$

Un autre paramètre important à déterminer est le temps de ré-armement (*Rearm time*) comme représenté **Figure 2-10**. En effet, le suivi de la fissuration implique de traiter des milliers d'événement AE en peu de temps. L'idée alors est de séparer les évènements AE en utilisant le temps de ré-armement qui permet de définir la fin d'un signal lorsque aucun nouveau signal AE ne vient franchir le seuil de détection pour déclencher une nouvelle acquisition. Ce choix peut donc avoir une grande influence sur l'acquisition. La revue de littérature conseille de prendre un temps de réarmement de l'ordre de 1 ms pour le cas du béton (Schumacher 2008).

À l'issue de l'acquisition, il existe deux catégories de données:

- Fichier de données primaires: contient les données de l'entité AE dans un format de fichier libre (nombre de franchissement de seuil positif, énergie, amplitude max, temps d'établissement du signal, durée …).
- Fichier de données transitoires: contient l'enregistrement du signal.

Par la suite de l'acquisition, un logiciel permet l'analyse de ces données au travers de différents outils : graphiques, filtres, processeurs de localisation ...etc.

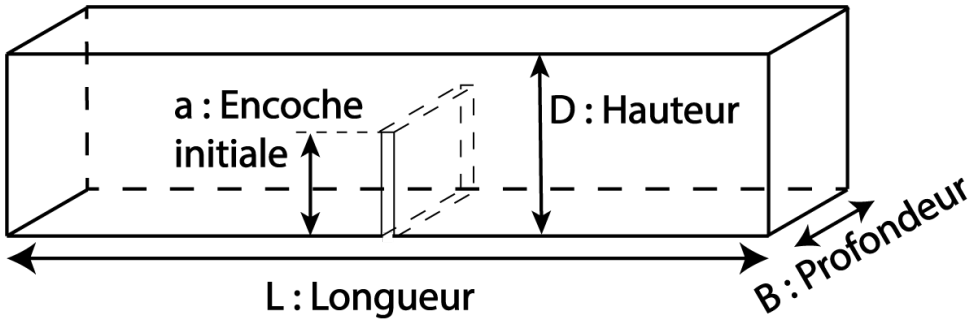
2.4 Caractérisation expérimentale de G_F

La caractérisation de G_F est réalisée soit par un essai en flexion trois points ou TPBT (*Three Point Bending Test*) soit par essai de fendage ou WST (*Wedge Splitting Test*). Depuis les débuts de l'étude de la fissuration au début au 20ème siècle, cette caractérisation s'est faite via l'essai de flexion trois points. Il s'agit d'ailleurs du test recommandé par le RILEM (*Réunion Internationale des Laboratoires et Experts des Matériaux*) afin de déterminer l'énergie de fissuration (Hillerborg 1985). Afin d'économiser la quantité de matériau, le WST initialement développé par Bruhwiler et Wittman 1990, est de plus en plus utilisé.

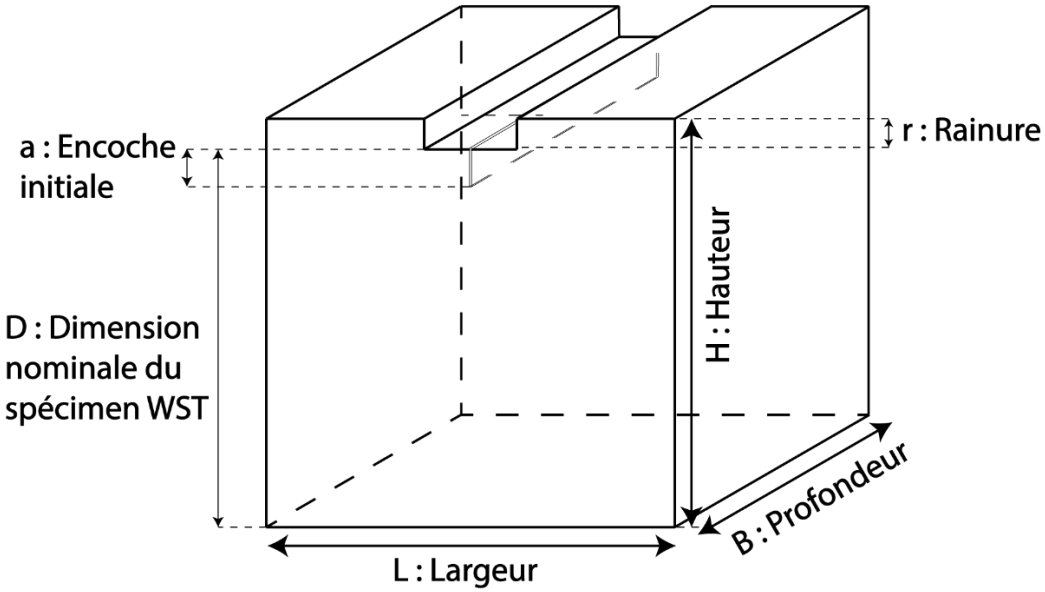
2.4.1 Description des tests

2.4.1.1 Notations

Afin de définir les futures notations, les Figure 2-11 (a) et (b) sont présentées pour chacun des tests.



(a) TPBT

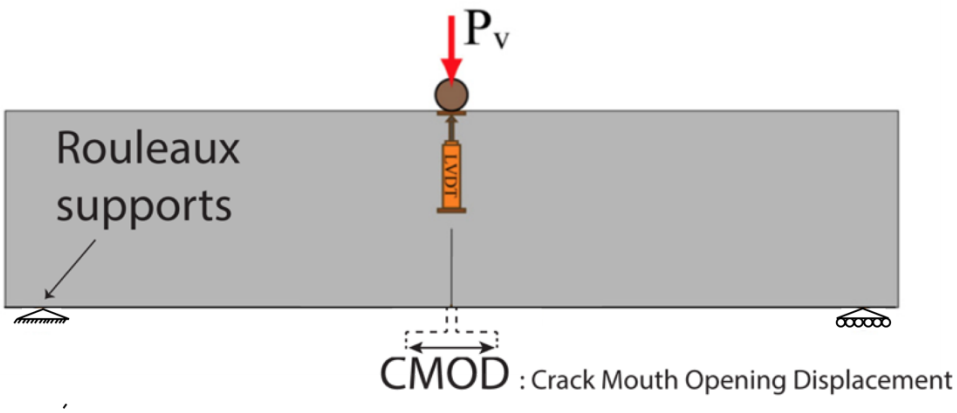


(b) WST

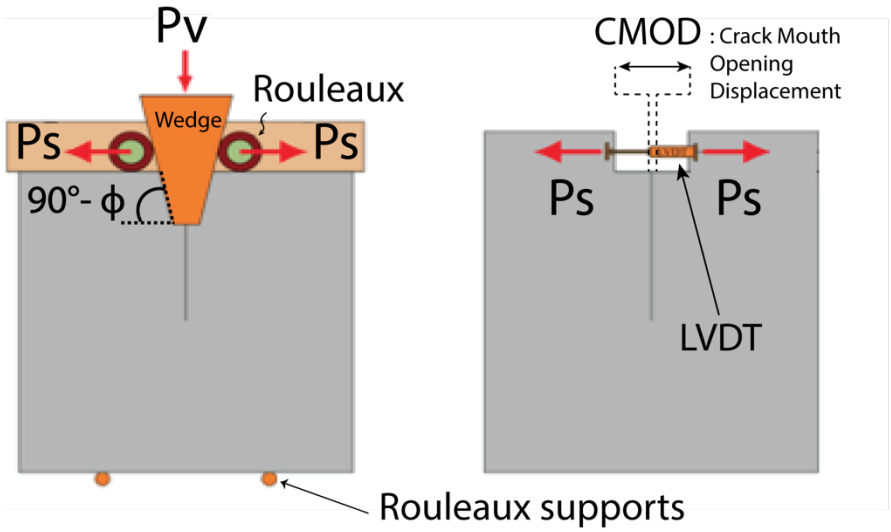
Figure 2-11 : Notations des dimensions

2.4.1.2 Principe

La figure suivante montre les principes des deux tests.



(a) Test de flexion 3 points ou TPBT



(b) Test de fendage ou WST

Figure 2-12 : Représentation du TPBT et du WST (Adaptée de Zhao Z. et al. 2008)

Test de flexion 3 points (Figure 2-12 (a)): Cet essai repose sur l'application d'une charge à mi-portée d'une poutre sur 2 appuis, et est décrit par le RILEM (Hillerborg 1985, RILEM 50-FMC). Il est à ce jour le seul essai normalisé pour le calcul de l'énergie de fissuration et sera considéré dans ce projet à titre de référence.

Essai de fendage (Figure 2-12 (b)): Cet essai est une version évoluée du test de flexion 3 points où l'expérimentateur utilise simplement la « partie centrale » de la poutre, car la tension n'est plus engendrée par la flexion, mais directement par l'écartement des surfaces dû à des forces opposées. Ces forces proviennent d'un vérin descendant, qui par transformation de mouvement (chapeau métallique avec rouleaux) crée un effort horizontal venant fendre le béton. Aussi l'expression de P_S présenté dans la Figure 2-12 (b) s'écrit :

$$P_S = \frac{P_v}{2\tan(\phi)} \frac{1 - \mu * \tan(\phi)}{1 + \mu * \tan(\phi)} \tag{2-14}$$

Où ϕ est l'angle du couteau et μ est le coefficient de frottement, est compris entre 0,1 et 0.5. Négliger μ revient à faire une erreur entre 0,4 et 1,9% ce qui est acceptable. P_S devient :

$$P_S = \frac{P_v}{2\tan(\phi)} \tag{2-15}$$

Brühwiler et Wittmann 1990 mettent en avant un aspect avantageux du WST par rapport au TPBT: celui de l'optimisation de la quantité de matériau. En effet, pour des échantillons à quantité de matière similaire, la géométrie de l'essai de fendage offre une surface fissurée en moyenne 5 fois plus grande que pour un essai de flexion 3 points.

2.4.2 Caractéristiques requises

Le problème de sensibilité/stabilité du post-pic au banc d'essai, pour des spécimens non armés en béton, est un problème bien connu dans la littérature (Elices et al. 1992). Les deux ingrédients les plus importants pour ce genre d'essai sont la rigidité de la machine d'essai et l'existence d'une boucle de contrôle.

Le système a besoin de présenter une grande rigidité afin d'être majoritairement insensible aux variations de contraintes et au profil de de $\sigma(w)$ lors de l'adoucissement. En effet, Brühwiler et Wittmann 1990 énoncent que non seulement le paramètre de contrôle de test (déplacement ou déformation), mais aussi la rigidité de la machine d'essai, la rigidité de l'échantillon, la méthode de test elle-même et les propriétés du matériau influent sur la stabilité post-pic d'un test de fissuration.

L'instrumentation correcte des échantillons est aussi essentielle. En raison de la transformation de mouvement engendré dans le WST, il faut correctement effectuer les mesures. Brühwiler et Wittmann 1990, Zhao et al 2008 ou encore Trunk et al 1999 énoncent que l'ouverture doit être

mesurée par le moyen de transducteur ou clip jauge fixé où les forces de séparations agissent, donc dans l'axe des rouleaux, afin de relier l'application de l'effort au déplacement. La littérature propose des valeurs d'ouvertures dont le contrôle oscille de 0.001-0.0002 mm/s et sont mesurées par des jauges CMOD ou des LVDT.

Originellement, les premiers schémas de principe du WST (Brühwiler et Wittmann 1990) définissaient l'essai avec un seul appui linéique au centre du spécimen. Cependant cette configuration engendre une distribution multiaxiale des contraintes en fin d'expérience en raison de la rotation du spécimen sur son appui. Cette même rotation engendre aussi une mauvaise mesure de l'ouverture, et donc conduit à une mauvaise appréciation de G_F (Polies 2013). Enfin, les effets gravitaires se font plus ressentir dans l'énergie apportée pour rompre le béton, car chaque demi-bloc tend à aider l'ouverture de fissure par son poids propre. Ainsi le schéma de principe avec un double appui situé en dessous des demi-volumes fendus est plus adapté. Cela est confirmé par Trunk (Trunk 1999), mais aussi par Abdalla et Karihaloo 2003.

2.4.3 Équations semi-empiriques pour G_F

En utilisant principalement des essais RILEM de flexion trois points, les chercheurs à travers le monde ont essayé d'établir des relations semi-empiriques qui permettent d'estimer l'énergie de fissuration connaissant d'autres paramètres du matériau. Les deux paramètres les plus influents semblent être la résistance en compression f_c' et la taille du plus gros granulat d_a. Cependant, il ne semble y avoir aucun consensus sur aucune équation semi-empirique.

L'équation la plus citée en littérature est celle du Comité Euro-International du Béton version 1990 (CEB-FIP 1990). Avec $f_{c0}' = 10\ MPa$ et G_{F0} l'énergie de fissuration de base associé à une taille de granulat, l'équation s'écrit :

$$G_F = G_{F0} * (\frac{f_c'}{f_{c0}'})^{0,7} \tag{2-16}$$

G_{F0} peut être estimé de l'équation suivante : $G_{F0} = 0.0469{d_a}^2 - 0.5d_a + 26$; avec $d_a$en mm, f_c'en MPa, G_F et $G_{F0}\ en\ N/m$.

Le CEB-FIP 2010 propose une nouvelle équation pour un béton ordinaire de poids normal

$$G_F = 73 * {f_c'}^{0,18} \quad (2\text{-}17)$$

Les équations du CEB sont basées sur des essais faits sur des bétons structuraux avec de gros granulats ne dépassant pas 32 mm. Ainsi, l'utilisation de ces équations dans le contexte de bétons d'ouvrages hydrauliques serait une pure extrapolation.

Tout récemment, Guan et al. 2015 suggèrent une équation basée sur des essais de fendage sur de gros spécimens en béton et pour des granulats d'ouvrages hydrauliques allant jusqu'à 150 mm:

$$G_F = (0{,}1616\, d_a + 1{,}0263) * f_c' \quad (2\text{-}18)$$

2.5 Effets d'échelles

En génie des structures, l'effet d'échelle désigne la variation d'une propriété mesurée expérimentalement pour des structures géométriquement similaires (Ben Ftima 2013). Ce phénomène initialement découvert dans le cadre de matériaux fragiles dans les années trente (Weibull 1939) pour la résistance en traction directe s'applique en réalité à plusieurs autres résistances (en compression, cisaillement, …etc.). Un exemple est montré pour l'essai Brésilien en **Figure 2-13** et prouve la diminution de la résistance à l'essai de fendage f_{st} en fonction de la dimension de D du spécimen jusqu'à une asymptote.



(a) Annotations de l'essai brésilien

(b) Effet d'échelle sur f_{st}

Figure 2-13 : Mise en évidence expérimentale de l'effet d'échelle sur f_{st} pour l'essai brésilien (adaptée de Rocco et al. 1999)

L'effet d'échelle montre généralement une diminution asymptotique d'une propriété en fonction d'une dimension nominale du spécimen. Ceci n'est pas le cas pour l'énergie de fissuration, puisqu'il a été prouvé expérimentalement que l'énergie de fissuration augmente avec la taille du spécimen testé tout en démontrant une tendance vers une asymptote. Ce phénomène est représenté sur la Figure 2-14.

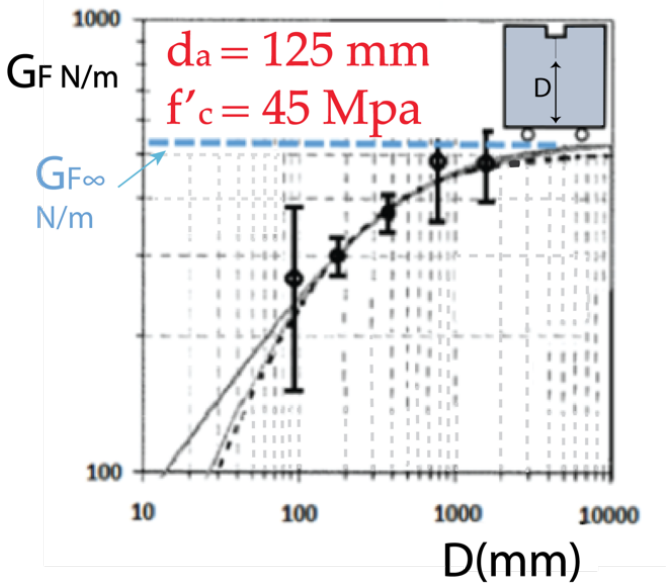


Figure 2-14: Mise en évidence expérimentale de l'effet d'échelle sur l'énergie (adaptée de Trunk et Wittman 2001)

En effet, Trunk et Wittman 2001 montrent que l'énergie de fissuration est dépendante de la longueur fissurée notée *D* dans la Figure 2-14 et qui vaut *D-a* selon les notations de ce mémoire (Figure 2-11). Cette dépendance se traduit par une courbe asymptotique où la valeur maximale s'affranchit des effets d'échelles. Cette énergie de fissuration asymptotique notée $G_{F\infty}$ serait indépendante de tous les phénomènes d'échelles. Elle représente en réalité l'énergie de fissuration mesurée sur de très grands spécimens et qui devrait être utilisée comme paramètre d'entrée des modèles éléments finis non-linéaires servant à prédire le comportement des ouvrages hydrauliques.

Au niveau de la littérature, il existe deux grandes familles de raisonnement pour l'interprétation de l'effet d'échelle lié à l'énergie de fissuration:

- La première est basée sur l'hypothèse de la perte d'information et d'erreur dans les protocoles de mesures.
- La seconde relève d'un effet de bord qui conditionne la taille de la FPZ et donc de l'énergie de fissuration.

2.5.1 Erreurs dans les mesures et interprétation de mesures

Les travaux de Elices et al. 1992 et Planas et al. 1992 décrivent bien ces aspects, dans le cadre de l'essai TPBT et mettent en évidence deux sources majeures d'erreurs qui pourraient induire un effet d'échelle.

2.5.1.1 Erreurs dans la procédure expérimentale

Elices et al. 1992 montrent que les protocoles engendrent des erreurs intervenantes dans la non-parfaite-reproductibilité des essais associés aux effets d'échelle. En raison du poids propre de la poutre, qui participe à la fissuration du béton comme vu dans le RILEM (Hillerborg 1985), l'auteur prévoit qu'il faut soit mettre en place un système de compensation du poids, soit considérer son travail dans le calcul de G_{F}. Et pour garder la procédure expérimentale aussi simple que possible, Ellis suggère de ne pas compenser le poids et de corriger les formules.
Premièrement, l'auteur énonce que la première composante d'erreur est la présence d'un hystérésis au niveau de l'équipement expérimental dû à :

- Une dissipation d'énergie mécanique dans les joints.
- L'électronique (Transducteur, enregistreur…)

Ensuite, l'auteur s'intéresse à l'énergie dissipée dans le montage et montre une dissipation d'énergie dans les appuis (pour des appuis latéraux en flexion 3 points). Il y a de la dissipation d'énergie dans les supports, et cette dernière est importante dans le cas de supports fixes. Cependant, même avec des supports roulants, il y a de la dissipation d'énergie partiellement due à l'écrasement aux appuis, et à la friction.

2.5.1.2 Erreurs dans la méthode de post-traitement

Elices et al. 1992 évoquent dans leur analyse la fin de l'expérience où le test ne peut pas être contrôlé jusqu'à la rupture absolue de l'échantillon et doit donc être arrêté à une flèche donnée δ_f (Figure 2-15).

Pour considérer l'énergie non mesurée, il faudrait modéliser la poutre en fin d'expérience quand la fissure cohésive approche la surface libre (Annexe B)

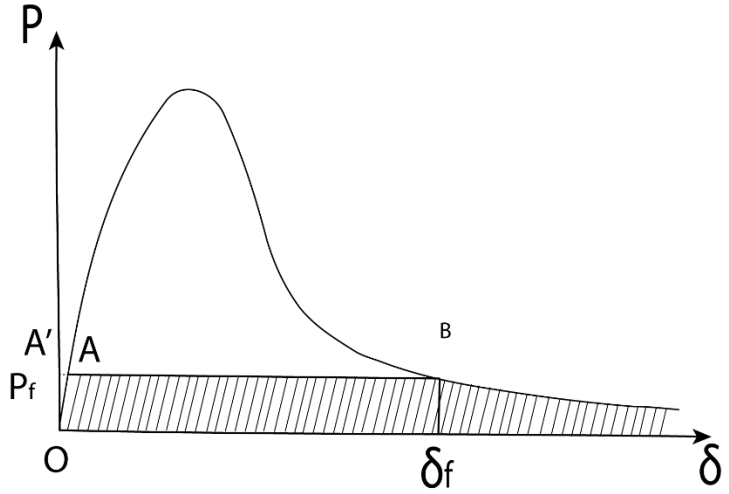


Figure 2-15 : Énergie négligée lorsque le test est interrompu au point B

(tirée de Elices et al. 1992)

Afin d'estimer ce travail, Elices et al. 1992 décident de négliger la partie décrite par OA'A, ce qui permet d'écrire le travail de la partie hachurée ΔW_{tail} tel que :

$$\Delta W_{tail} = P_f \delta_f + \int_{\delta_f}^{\infty} P d\delta \tag{2-19}$$

Ainsi le travail total doit comprendre le terme ΔW_{tail}, ainsi que la participation du poids si aucun système de compensation n'est utilisé.

2.5.2 Effets de bord sur l'énergie

Trunk et Wittman 2001 montrent l'existence du phénomène d'échelle sur l'énergie consommée lors des expériences. Leur conclusion montre que l'énergie de fissuration mesurée sur un spécimen

de taille standard ($D : Longueur\ fissuré \leq 150\ mm$) peut-être 2 à 3 fois plus petite que la véritable énergie de fissuration, déterminée pour un spécimen de très grande taille.

Trunk et Wittman 2001 ainsi que Hu et Duan 2004 expliquent ce phénomène par l'évolution de la longueur et de la largeur de la FPZ, qui peut être pleinement développée dans la masse, et qui peut maintenir son état lors de la propagation de la fissure seulement si les dimensions du spécimen le permettent. À l'inverse, cette taille ne peut plus être maintenue lorsque la FPZ se rapproche des limites physiques de l'échantillon. Ceci est représenté sur la Figure 2-16 ci-dessous.

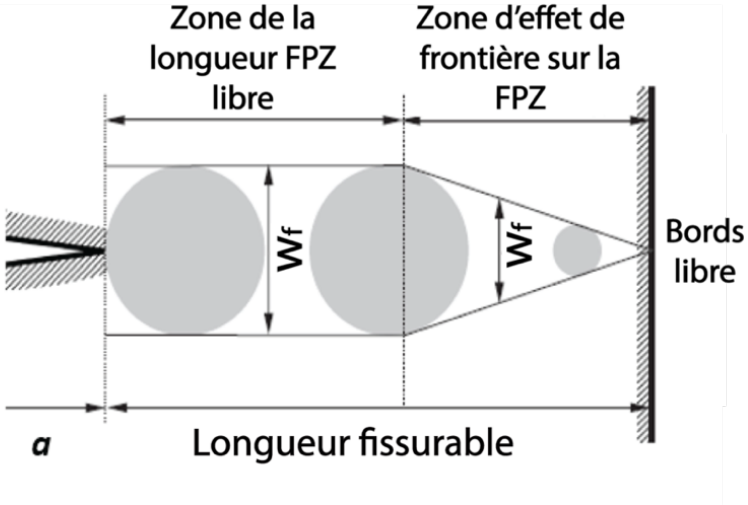


Figure 2-16 : Représentation de l'effet de bord

(adaptée de Hu et Duan 2004)

Comme la longueur de la FPZ concentre la consommation d'énergie lors de la fissuration et qu'elle tend à décroître rapidement à l'approche d'une frontière libre, alors l'énergie de fissuration « locale » est conditionnée par la frontière libre. Et donc par les dimensions du spécimen.

Ne pas considérer cette évolution de la FPZ et son impact sur l'énergie consommée conduit à une sous-estimation de l'énergie de fissuration.

2.5.2.1 Énergie de fissuration locale

L'énergie de fissuration G_F selon la recommandation RILEM (Hillerborg 1985) est en réalité l'énergie *moyenne* obtenue en divisant le travail total des forces de fendage par l'aire de la zone de

fissuration projetée. Par conséquent, pour un échantillon de profondeur D et d'entaille initiale a, l'énergie de rupture est donnée par :

$$G_F = \frac{1}{(D-a)B}\int P_s d\delta \tag{2-20}$$

Avec B l'épaisseur du spécimen, P_s la charge appliquée, et δ est le déplacement au point de chargement. Or, selon le modèle de fissuration fictive précédent, l'énergie de dissipation pour la propagation de la fissure est complètement décrite par la pression cohésive $\sigma(w)$

$$G_F = \int_0^{w_c} \sigma(w)dw \tag{2-21}$$

Il apparaît alors que l'énergie de fissuration suit un modèle d'évolution locale en lien avec celle de la FPZ. On définit donc une énergie de fissuration locale dont le profil intervient dans la seconde branche des raisonnements liés aux effets d'échelle. Duan et al. 2003a utilisent le symbole g_f pour l'énergie de fissuration locale.

Par les hypothèses de Hu et Wittman 2000 où x décrit une position le long du ligament fissuré:

$$w_{sf}(x)\ est\ proportionel\ \text{à}\ w_f(x) \tag{2-22}$$

$$w_c(x)\ est\ proportionel\ \text{à}\ w_{sf}(x) \tag{2-23}$$

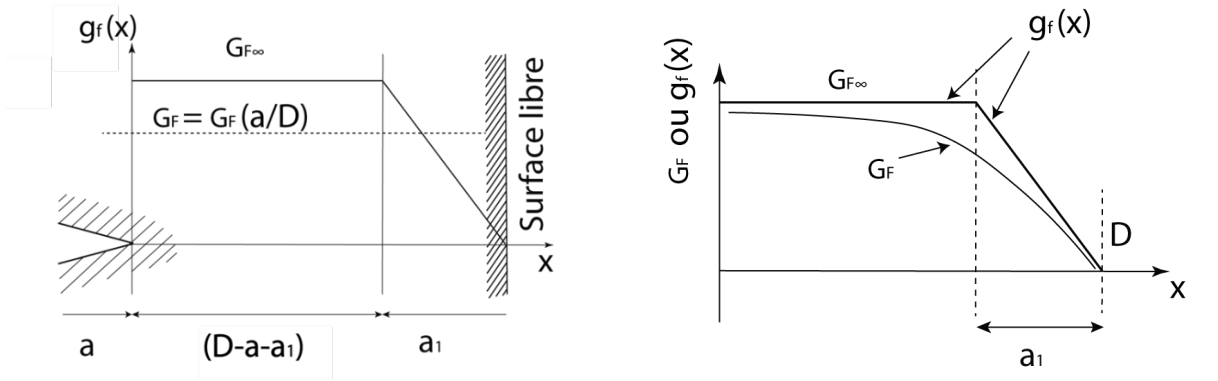
$$g_f(x)\ est\ proportionel\ \text{à}\ w_c(x) \tag{2-24}$$

Ce qui conduit à réécrire l'équation (2-20), qui est dépendante de la taille :

$$G_F(a) = \frac{1}{(D-a)}\int_0^{W-a} g_f(x)dx \tag{2-25}$$

2.5.2.2 Modèle bi-linéaire

Hu et Wittmann 2002 suggèrent une évolution bi-linéaire de l'énergie de fissuration locale g_f, représentée dans la Figure 2-17 ci-dessous.



(a) Représentation de l'influence du bord libre (b) Variation de l'énergie locale de fissuration g_f

Figure 2-17: Modèle bi-linéaire d'énergie de fissuration locale de Hu et Wittman (Issue de Hu et Wittman 2002)

Ainsi, selon ce modèle, la valeur de l'énergie de fissuration locale serait la valeur asymptotique $G_{F\infty}$ recherchée dans ce projet pour une zone éloignée de plus de la distance a_1 du bord. L'énergie de fissuration mesurée par le WST ou TPBT serait une valeur moyenne estimée sur tout le ligament à fissurer de longueur D-a. Plus ce ligament est long, plus cette valeur s'approche de $G_{F\infty}$.

La longueur d'influence du bord a_1 serait dépendante de la taille du spécimen et du matériau testé.

Ce modèle est mis en équation en utilisant les relations suivantes :

- Dans le cas d'un ligament à fissurer de longueur $(D-a)$ plus grand que a_1

$$g_f(x) = \begin{cases} G_{F\infty} \quad si \quad x < D-a-a_1 \\ G_{F\infty}\left(1 - \dfrac{x-(D-a-a_1)}{a_1}\right) \quad si \quad x \geq D-a-a_1 \end{cases} \tag{2-26}$$

- Et si $(D-a)$ plus petit que a_1:

$$G_F\left(\frac{a}{D}\right) = \frac{\int_0^{D-a} g_f(x)dx}{D-a} = \begin{cases} G_{F\infty}\left[1 - \dfrac{1-a_1/D}{2(1-a/D)}\right] & si \quad 1-a/D > a_1/D \\ \dfrac{G_{F\infty}}{2}\dfrac{(1-a/D)}{a_1/D} & si \quad 1-a/D \leq a_1/D \end{cases} \tag{2-27}$$

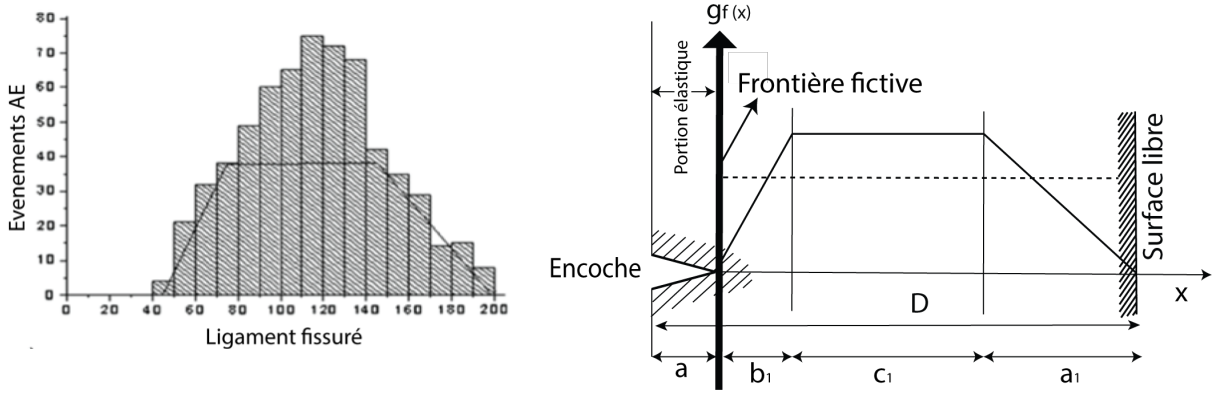
Avec l'application de ces équations et par des tests à différents ratios a/D, un système surdéterminé est résolu par la méthode des moindres carrés pour obtenir les meilleures estimées de a_1 et de G_F.

Abdalla et Karihaloo 2003 suggèrent une version simplifiée en testant deux échantillons pour lesquels les valeurs $\alpha = a/D$ sont très espacées (ex : *a/D = 0.05* et *a/D =0.5*). Ceci permet d'écrire un système de deux équations à deux inconnues : $G_{F\infty}$ et a_1. Cette méthode simplifiée porte le nom de SBEM pour « *Simplified Boundary Effect Method* ». Selon cette méthode, le ratio α le plus petit doit respecter :

- $\alpha \leq 0{,}1\ pour\ le\ TPBT$
- $\alpha \leq 0{,}2\ pour\ le\ WST$

2.5.2.3 Modèle tri-linéaire

En utilisant l'écoute acoustique, Karihaloo et al. 2013, Muralidhara et al. 2010, et Muralidhara et al. 2011 ont montré que l'évolution de la FPZ n'était pas sous forme bilinéaire, mais plutôt tri-linéaire, et ceci en raison d'une phase d'initiation initiale de la FPZ juste en aval de l'entaille. La Figure 2-18 (a) montre un historique typique des AE, le modèle tri-linéaire qui en découle est représenté sur la Figure 2-18 (b).



(a) Historique des AE le long du chemin de fissuration en avant de la pointe de fissure

(b) Modèle d'évolution tri-linéaire de g_f (x)

Figure 2-18: Représentation du modèle tri-linéaire (Issue de Karihaloo et al. 2013)

Les équations associées à ce modèle s'expriment par :

$$g_f(x) = \begin{cases} G_{F\infty}\dfrac{x}{b_1} \quad pour\ x \le b_1 \\ G_{F\infty} \quad si \quad b_1 \le x < D - a - a_1 \\ G_{F\infty}\left(\dfrac{(D-a-a_1)}{a_1}\right) \quad si \quad x \ge D - a - a_1 \end{cases} \tag{2-28}$$

$$G_F = \begin{cases} G_{F\infty}\dfrac{b_1}{2(D-a)} \quad pour\ (D-a) \le b_1 \\ G_{F\infty}\dfrac{1 - a_1 - b_1}{2(D-a)} \quad pour\ (D-a) \ge a_1 \end{cases} \tag{2-29}$$

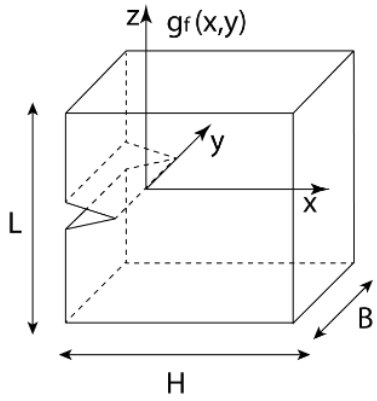
Les expériences réalisées par Karihaloo et al. 2019; Muralidhara et al. 2010, et Muralidhara et al. 2011, couplés avec les équations (2-29) associées à ce modèle montrent une faible importance du segment d'influence initial b_1.

La distribution de l'énergie locale est plus raide à l'encoche initiale en raison de la singularité en contrainte à la pointe de la fissure. Aussi la pente est donc plus importante ce qui rend le segment d'influence plus court, et confirme les travaux de Duan et al. 2003a. Ceci est encore confirmé par le fait que la taille du ligament de transition $a_1$est presque la même dans les modèles bi-linéaires et tri-linéaires selon les expériences de Muralidhara et al. 2010, et Muralidhara et al. 2011.

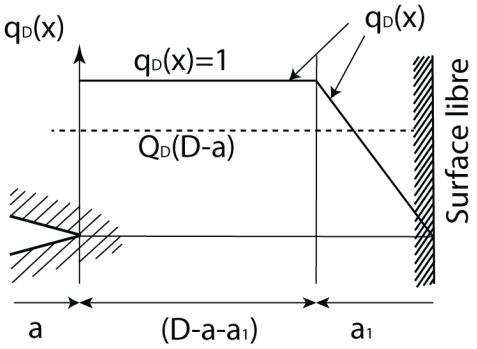
2.5.2.4 Effets de frontières secondaires

La considération des effets de frontières dans le sens d'ouverture de la fissure en raison de la modification de la FPZ impose de se poser la même question, mais dans le cas de la profondeur. Comme l'effet de bord libre vient de la présence de frontières libres, il faut donc considérer une vision dans l'espace de la FPZ. Ainsi les effets de bords engendrés par les côtés s'appliquent sur la FPZ, comme sur la Figure 2-19 (d). En effet il y a aussi une perturbation de la FPZ dû aux frontières latérales, cependant peu d'études considérant l'épaisseur ont été réalisées à ce sujet.

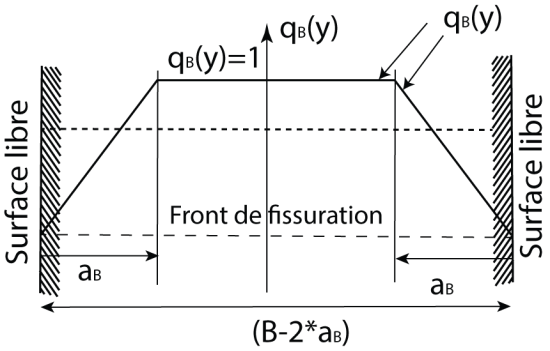
Certaines études telles que celle de Duan et al. 2003b annoncent que cette énergie augmente avec l'épaisseur, jusqu'à arriver à un plateau quand le spécimen arrive à une profondeur égale à 4 fois les plus gros granulats, sans quantifier précisément l'erreur par rapport à la véritable énergie de fissuration.



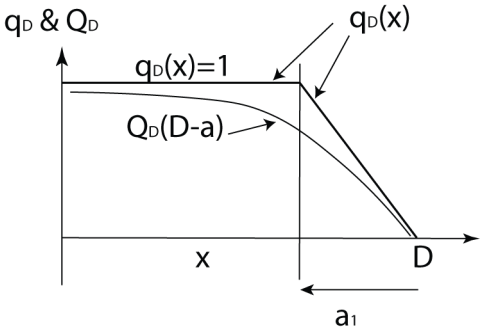
(a) Système de coordonnées cartésiennes pour la définition de g_f



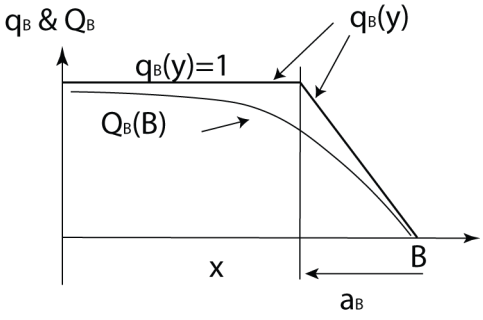
(b) Modèle bilinéaire de l'effet du ligament,



(d) Modèle bilinéaire de l'effet d'épaisseur



(c) Répartition de l'énergie de fracture (G_F et g_f) le long du ligament



(e) Répartition de l'énergie de rupture (G_F et g_f) dans le sens de l'épaisseur

Figure 2-19 : Modèle bilinéaire de l'énergie de fracture locale g_f en considérant l'effet de bord sur l'épaisseur (Issue de Duan et al. 2003b)

Ainsi, d'autres équations sont suggérées pour prendre en compte cet effet de bord additionnel:

$$G_F(a,B) = G_F Q_D(D-a).Q_B(B) \tag{2-30}$$

$$Q_D(D-a) = \frac{1}{D-a}\int_0^{D-a} q_D(x)dx = \begin{cases} \dfrac{D-a}{2a_1} & si \quad \dfrac{D-a}{a_1} \leq 1 \\ 1 - \dfrac{a_1}{2(D-a)} & si \quad \dfrac{D-a}{a_1} > 1 \end{cases} \tag{2-31}$$

$$Q_B(B) = \frac{2}{B}\int_0^{B/2} q_B(y)dy = \begin{cases} \dfrac{B}{4a_B} & si \quad \dfrac{B}{a_B} \leq 2 \\ 1 - \dfrac{a_B}{B} & si \quad \dfrac{B}{a_B} > 21 \end{cases} \tag{2-32}$$

En raison de la symétrie du problème, le raisonnement est fait sur une seule des deux surfaces latérales, et Q_B, Q_D, q_B, q_D sont des paramètres adimensionnels.

Suite à des campagnes d'essais de WST, Duan et al. 2003 démontrent que le fait de négliger ces effets de bords secondaires engendrerait une erreur pouvant atteindre 15% sur la valeur de l'énergie de fissuration et qu'en choisissant $B \geq 10 * a_B$ ces effets seraient négligeables.

La méthode SBEM sera utilisée pour ce projet en considérant un modèle bilinéaire afin d'estimer l'énergie de fissuration asymptotique $G_{F\infty}$. Le choix des dimensions des spécimens sera fait pour chaque mélange de béton, afin de limiter l'influence des effets de bords sur l'épaisseur.

CHAPITRE 3 PROGRAMME EXPÉRIMENTAL

3.1 Introduction

Tel que présenté au chapitre précèdent, et d'après le modèle bilinéaire de fissuration locale (Hu et al. 2012), un effet de bord est toujours présent dans le cadre des essais de caractérisation que ce soit RILEM ou WST. La meilleure façon de minimiser cet effet est de choisir une taille de spécimen pour laquelle, la longueur du ligament à fissurer serait suffisamment grande par rapport à la longueur d'influence de l'effet de bord. Ceci reviendrait à tester des spécimens de très grandes tailles difficilement manipulables. L'autre alternative, qui est retenue dans ce projet est d'utiliser la méthode SBEM assumant un profil bilinéaire de l'énergie de fissuration locale.

Le but de ce chapitre est de décrire le programme expérimental qui a été utilisé afin de caractériser les énergies de fissuration de deux mélanges différents de béton d'ouvrages hydrauliques ayant des plus gros granulats de 38 mm et 76 mm.

Une première section sera consacrée à la détermination de la taille des spécimens à tester en fonction de leur composition. Le protocole expérimental retenu sera présenté dans une deuxième section. Par la suite, l'ensemble des actions réalisées au laboratoire seront décrites : allant de la fabrication des coffrages, jusqu'au sciage des spécimens.

3.2 Détermination de la taille des spécimens

3.2.1 Spécimens pour les différents tests

Comme stipulé dans le chapitre précédent, cette maitrise sera axée sur le modèle simplifié bilinéaire, représenté à la Figure 2-17 et par les équations (2-27)

La section 2.3 nous renseigne sur les propriétés de la FPZ : son importance dans le processus de consommation d'énergie ainsi que l'influence de la composition du béton sur ses dimensions.

Ainsi, pour déterminer la taille des spécimens nous avons décidé de concilier au mieux les différents aspects précédents :

- Le modèle bilinéaire est à deux inconnues : L'asymptote horizontale $G_{F\infty}$ et l'inclinaison de la pente. Les meilleures mesures seront obtenues pour les cas où la longueur de

l'asymptote horizontale ($D - a$) est plus grande que la longueur d'influence de l'effet de bord a_1.

- La taille de la FPZ est fonction de $f'c$ et du diamètre du plus gros granulat (section 2.3)
- Toute longueur fissurable doit être au moins 3 à 4 fois supérieure au plus gros granulat (notée d_a) et la profondeur doit minimiser l'effet de bord sur l'épaisseur (qui s'étend sur une longueur d'influence a_b de chaque bord). Ceci revient d'après Duan et al. 2003 à avoir un critère sur l'épaisseur : $B \geq 10 * a_b$

Ainsi, il est nécessaire d'estimer à l'avance les longueurs d'influence a_1 et a_b , sachant que a_1 est un des paramètres à caractériser à la fin des essais prévus. Une extrapolation a été faite à partir des travaux de Abdalla et Karihaloo 2003, Zhao et al. 2008, Cifuentes et al. 2013, Cifuentes et Karihaloo 2013 et Duan et al. 2002, basée sur la proportionnalité assumée entre cette longueur et d_a et f_c'.

Le Tableau 3-1 donne une estimation de ces paramètres et le Tableau 3-2 donne une vérification des critères cités précédemment pour les dimensions retenues des spécimens H x H x B, soit 300 mm x 300 mm x 200 mm pour les mélanges de 38 mm et 600 mm x 600 mm x 400 mm pour les mélanges 76 mm. La hauteur de la rainure pour les deux géométries est de 45 mm.

Tableau 3-1: Estimation des longueurs d'influence des bords

Mélange	a_b Max estimée (mm)	a_1 Max estimée (mm)
38 mm	15	100
76 mm	20	180

Tableau 3-2: Vérification des dimensions selon les critères sélectionnés

		a/D = 0,1		a/D = 0,5		Profondeur	
		(D-a) /d_a > 3	(D-a) / a_1 > 1	(D-a) /d_a > 3	(D-a) / a_1 > 1	B/d_a > 4	B/a_b > 10
38 mm	Ratio	6,04	2,30	3,36	1,28	5,26	13,33
	Vérification	VRAI	VRAI	VRAI	VRAI	VRAI	VRAI
76 mm	Ratio	6,57	2,78	3,65	1,54	5,26	20,00
	Vérification	VRAI	VRAI	VRAI	VRAI	VRAI	VRAI

Pour l'essai RILEM normalisé, les dimensions ont été déduites du RILEM 50-FMC et sont présentées dans la section suivante (L*D*B = 1450 mm x 300 mm x 150 mm). Notons bien que

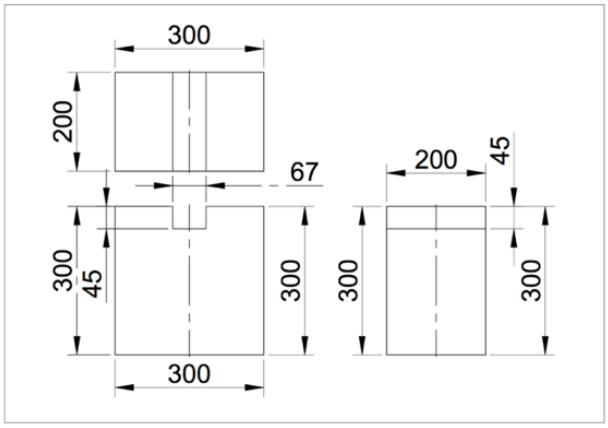
seulement les essais RILEM pour le mélange de 38 mm seront réalisés dans cette campagne expérimentale.

3.2.2 Essais de caractérisation

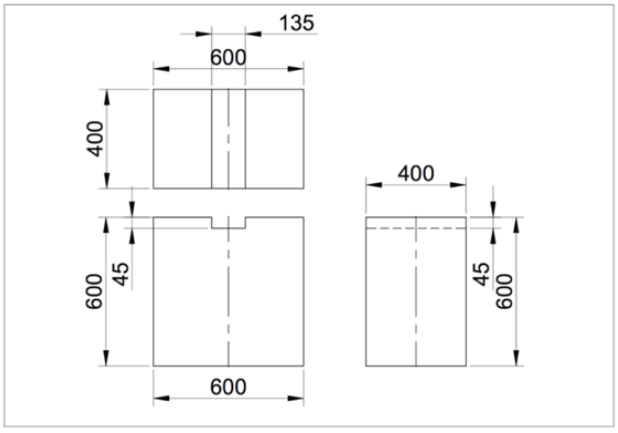
Outre les spécimens qui seront testés directement pour obtenir l'énergie, il est aussi important de disposer d'échantillons de caractérisation permettant de faire un lien entre l'énergie de fissuration et les caractéristiques du béton tels que $f'c, E, f't$ …etc. En raison des gros granulats présents dans le béton et des limitations sur les cylindres de béton pouvant être testés, il a été décidé avec le partenaire industriel d'avoir recours à des cylindres de 300 mm de longueur et 150 mm de diamètre prélevés par carottage. De point de vue la norme A23.2-14C-§5 qui stipule que le diamètre doit être au moins 3 fois supérieur au plus gros granulat d_a, ce choix n'est donc pas très adéquat pour les mélanges de 76 mm. Toutefois, afin de minimiser cet effet et afin de s'affranchir des effets de bord lors de la coulées, ces échantillons seront carottés dans des dalles dont les dimensions permettent d'avoir 75 mm de recouvrement avec chacun des bords du coffrage. Pour chacun des mélanges, une dalle de carottage permettra donc d'extraire 6 cylindres.

3.2.3 Plan des spécimens finaux

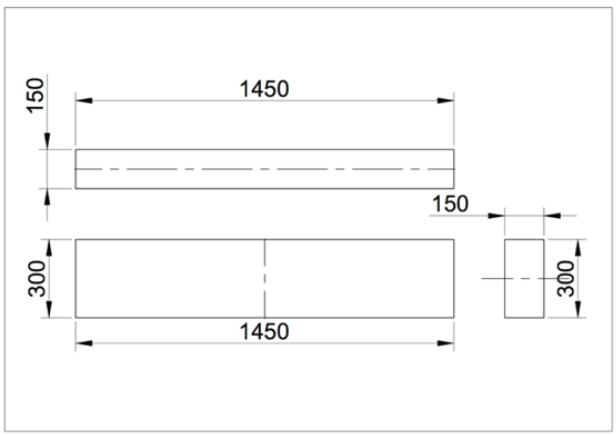
Les plans selon les dimensions précédentes sont illustrés Figure 3-1 ci-dessous :



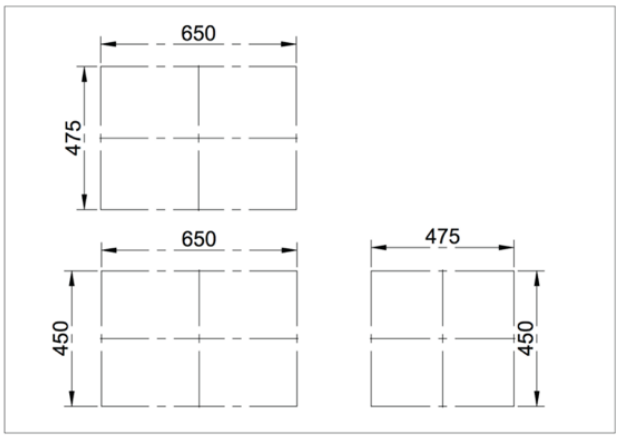
(a) WST pour mélanges 38 mm



(b) WST pour mélanges 76 mm



(c) RILEM pour mélanges 38 mm



(d) Dalle de carottage

Figure 3-1 : Dimensions retenues des spécimens

3.3 Protocole expérimental

3.3.1 Mélanges de béton

Tel qu'établi avec le partenaire industriel, les mélanges de béton ont été choisis afin de reconstituer les bétons d'un aménagement hydraulique existant atteint par la réaction alcalis-granulats ou RAG. La résistance mécanique en compression visée est de l'ordre de 25 MPa en 28 jours.

En plus de la grosseur des plus gros granulats (38 mm ou 76 mm), deux types de mélanges sont considérés dans ce projet : un premier mélange avec un dosage normal en alcalis (noté A) et un deuxième avec un surdosage en alcalis par rapport à la recette d'origine (noté B). L'objectif de ce deuxième mélange est l'accélération de la RAG afin de permettre d'atteindre des taux d'expansions élevés dans des chambres environnementales à température et humidité relatives contrôlées.

Pour le mélange B, les alcalins seront artificiellement rajoutés à la composition. La quantité sera de $3\ {}^{kg}/_{m^3}$. Ces spécimens seront ensuite gardés en chambre humide à 100% et seront testés en fonction de l'état d'avancement de leur expansion.

Nous avons donc ainsi 4 compositions différentes de béton dont la fabrication incombe à cette maîtrise :

Tableau 3-3: Quatre mélanges de bétons à l'étude

	Série non réactive (A)	Série réactive (B)
Granulat 38 mm	A-38	B-38
Granulat 76 mm	A-76	B-76

Notons, qu'en réalité, les deux séries A et B sont 'réactives' puisqu'elles utilisent les mêmes granulats réactifs, mais que seulement la série B subira une expansion/dégradation notable au cours des deux premières années suivant la coulée en raison du surdosage en alcalis. Bien que tous les spécimens aient été fabriqués dans le cadre de cette maîtrise, seulement ceux de la série A et B à un avancement de 0% seront testés.

3.3.2 Nombre de réplications et sens de coulées

Afin de considérer la variabilité du béton, il a été décidé d'utiliser un nombre de réplications minimal de 3 pour chaque ratio d'entailles comme d'écrit dans la section 2.5.2.2. Les notations WST01 et WST05 seront utilisées dorénavant dans ce rapport, respectivement pour les essais de fendage avec des ratios a/D de 0.1 et de 0.5.

Pour la série réactive B, ce nombre a été multiplié par 4, afin de caractériser l'énergie de fissuration à quatre états d'avancements de la RAG: 0%, 20%, 60% et 80%. De plus, à cause de la forme relativement aplatie des granulats utilisés dans ce projet, le sens de coulée pourrait avoir un impact sur l'énergie de fissuration. Il a été décidé d'investiguer cet effet en ajoutant une série de spécimens coulés de côté, en plus de tous les autres spécimens coulés à partir du côté bas du bloc WST, tel qu'expliqué par la figure ci-après.

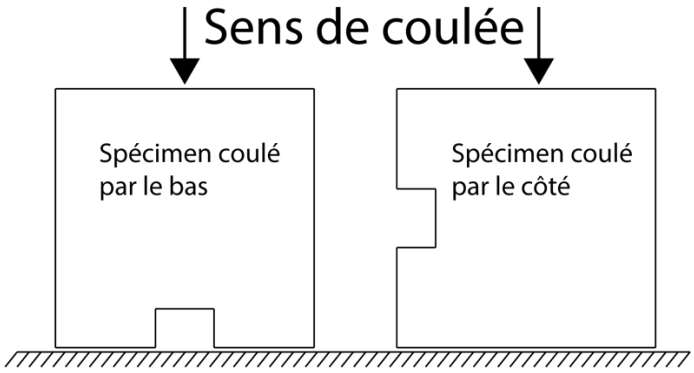


Figure 3-2: Sens de coulée WST

Finalement, le Tableau 3-4 donne le protocole expérimental retenu.

Tableau 3-4: Protocole expérimental de coulé et de test

Protocole Expérimental							
Identification	Mélange	Type Essai*	Dimensions (mm)	Réplications	ζ	a/D	Volume total (m3)
A-38-WS01	38 mm	WS	300x300x200	4	0%	0.1	0,072
A-38-WS05	38 mm	WS	300x300x200	3	0%	0.5	0,054
A-38-TPB	38 mm	TPB	300x150x1450	3	0%	0.5	0,196
A-38-CAR	38 mm	CAR	D150x300	6	0%	-	0,139
A-76-WS01	76 mm	WS	600x600x400	4	0%	0.1	0,576
A-76-WS05	76 mm	WS	600x600x400	3	0%	0.5	0,432
A-76-CAR	76 mm	CAR	D150x300	6	0%	-	0,139
B-38-WS01	38 mm	RAG + WS	300x300x200	3 (x4)	0%-20%-60%-80%	0.1	0,216
B-38-WS05	38 mm	RAG + WS	300x300x200	3 (x4)	0%-20%-60%-80%	0.5	0,216
B-38-WS01-c*	38 mm	RAG + WS	300x300x200	3 (x2)	20%-80%	0.1	0,108
B-38-WS05-c*	38 mm	RAG + WS	300x300x200	3 (x2)	20%-80%	0.5	0,108
B-38-CAR	38 mm	RAG + WS	D150x300	6 (x4)	0%-20%-60%-80%	-	0,556
B-76-WS01	76 mm	RAG + WS	600x600x400	3 (x3)	0%-30%-70%	0.1	1,296
B-76-WS05	76 mm	RAG + WS	600x600x400	3 (x3)	0%-30%-70%	0.5	1,296
B-76-CAR	76 mm	RAG + WS	D150x300	6 (x4)	0%-30%-70%	-	0,556
TOTAUX				116			5,959

- WS : Wedge splitting test
- CAR : Éprouvette de caractérisation D150 carottées à partir de dalles
- TPB : Essai de flexion trois points
- B-38-WS01-c* B-38-WS05-c* : avec coulée de côté

3.4 Fabrication des coffrages

3.4.1 Conception des coffrages

La conception de coffrages a été réalisée en tenant compte d'un certain nombre de critères importants :

- Les coulées se font à l'IREQ
- 4 mélanges de bétons différents
- Rigidité, précision de fabrication adéquate au niveau de la rainure (coins de butée pour le dispositif de fendage), transportabilité et réutilisabilité (donc facilement démontable) tout en limitant le coût de matériaux (planches de coffrage).

Afin de tenir compte de ces aspects, il a été jugé pertinent de concevoir des coffrages permettant de couler en même temps trois WST pour les mélanges de 76 mm et 6 WST pour les mélanges à 38 mm. Ces coffrages sont représentés sur la Figure 3-3 et la Figure 3-4 ci-dessous:

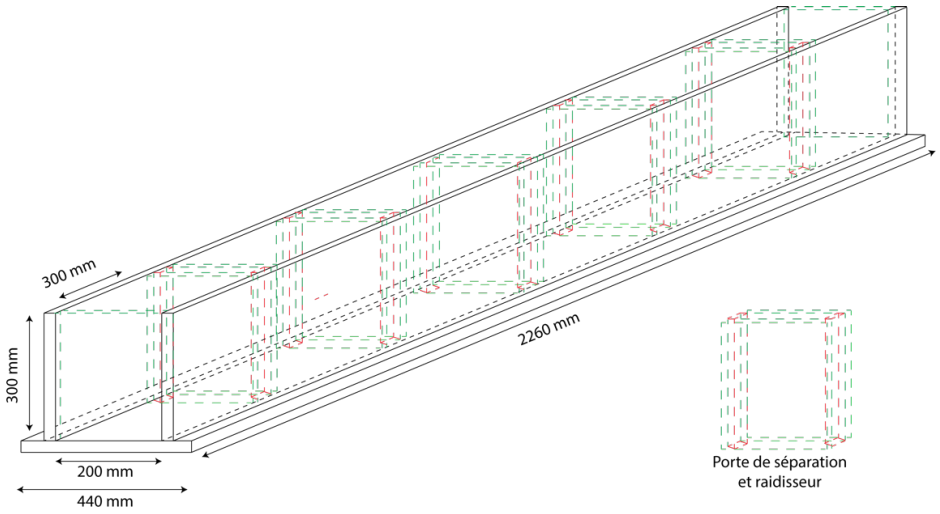


Figure 3-3: Schéma de principe coffrage WST pour 38 mm

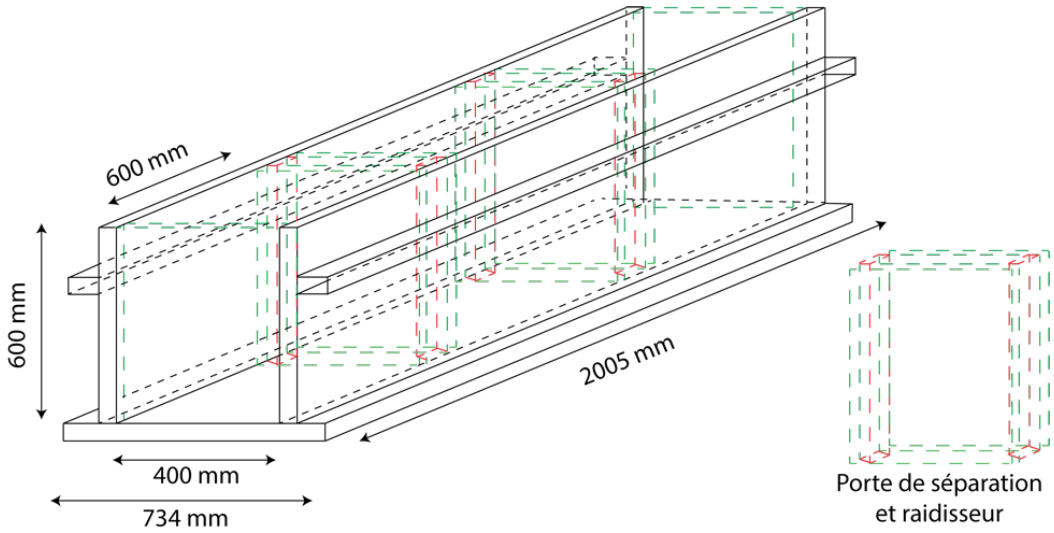


Figure 3-4: Schéma de principe coffrage WST pour 76 mm

Le Tableau 3-5 indique le nombre de réplications ainsi que le nombre de fois où ils sont utilisés, pour chaque type de coffrage. Ce nombre a été optimisé afin d'avoir un compromis acceptable entre temps de manutention à l'IREQ et coût de fabrication des coffrages.

Tableau 3-5: Nombre de coffrages selon leur type

	Coffrage pour 6 spécimens WST 38 mm	Coffrage pour 3 spécimens WST 76 mm	Coffrage pour 6 spécimens WST 38 mm de côté	Poutre RILEM	Dalle pour carottage
Nombre	3	5	2	3	10
Nombre d'utilisations	2	2	1	1	1

3.4.2 Instrumentation des coffrages

Afin d'avoir un historique sur le jeune âge du béton lors de l'interprétation des résultats, 4 compartiments (1 pour chaque mélange : A38, B38, A7 ou B76) ont été dotés d'une instrumentation spécifique permettant d'avoir le profil de température post-coulée ainsi que le retrait au jeune âge. Elle se compose d'une jauge de déformation et d'une thermorésistance.

Ceci est représenté sur la Figure 3-5.

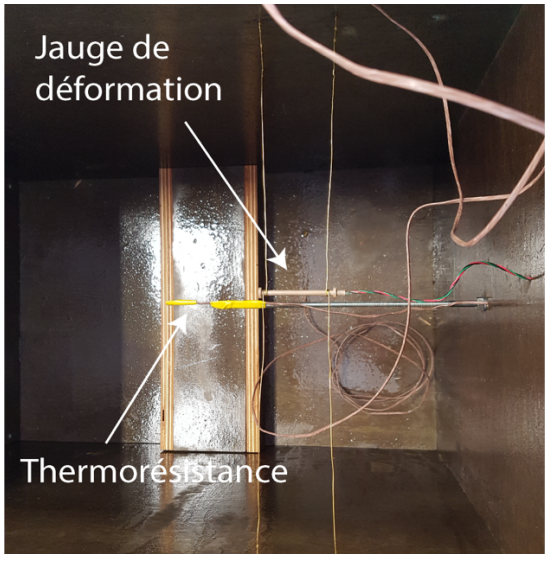
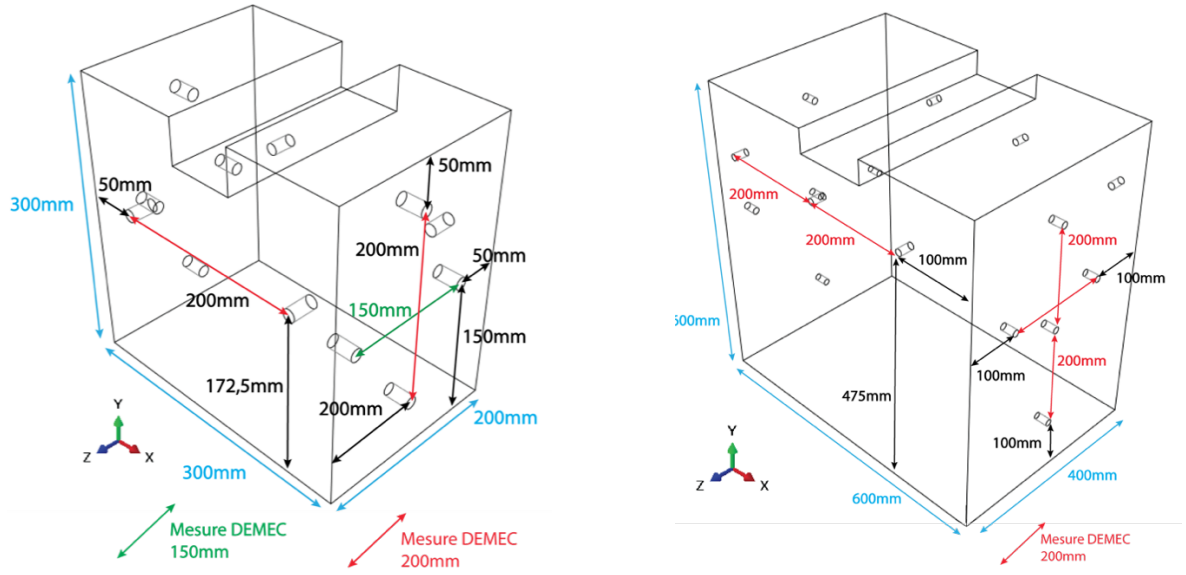


Figure 3-5: Instrumentation présente pour chaque formulation (Vue de dessus)

Enfin, des vis de pression usinées pour recevoir une pointe de *Demec* sont mises en place dans les coffrages avec des *Wood-Insert* (voir aussi en Annexe C) afin d'avoir la possibilité de prendre des mesures d'expansion par la suite. Les spécimens WST ainsi instrumentés sont au nombre de 3 pour chaque série réactive B38 ou B76. Pour avoir des mesures d'expansion dans toutes les directions, la répartition est faite selon la Figure 3-6 ci-dessous :



(a) Granulats 38mm

(b) Granulats 76mm

Figure 3-6 : Visualisation des emplacements des plots de suivit en fonction du type de coffrage

Finalement, les coffrages fabriqués sont représentés sur la Figure 3-7:

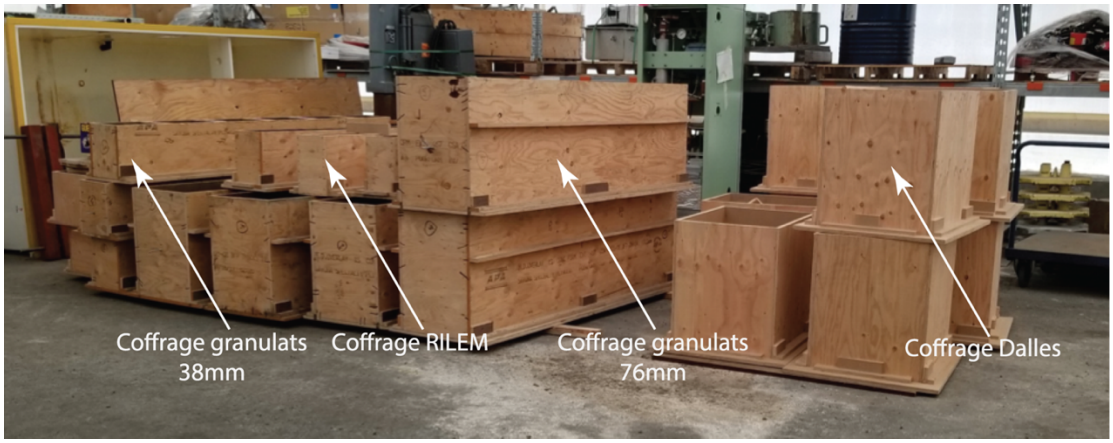


Figure 3-7 : Vue d'ensemble des coffrages

3.5 Réalisation des spécimens

3.5.1 Manutention

3.5.1.1 Conception du système de manutention

Il est nécessaire d'anticiper les besoins de manipulation lors du décoffrage. Si certains blocs sont manipulables à la main (ex : les petits blocs WST font 43 kg), les gros blocs WST (346 kg) nécessitent l'utilisation d'un système de manutention. Afin de pouvoir s'adapter dans le sens de la longueur autant que dans le sens de la largeur, et de ne pas nécessiter d'ancrage, une conception avec vis de serrage est adoptée. Le système travaillant par post-tension est représenté sur Figure 3-8 ci-dessous :

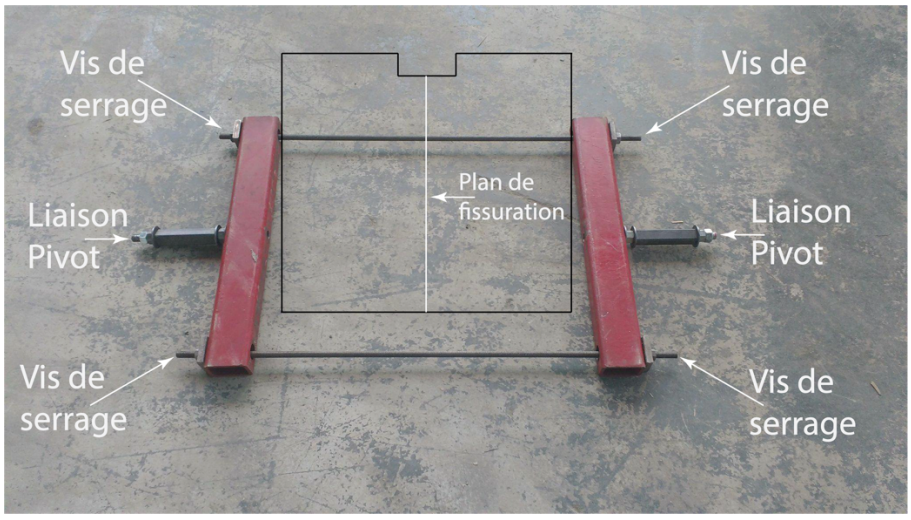


Figure 3-8 : Système de manutention

3.5.1.2 Vérification des contraintes de traction induites

L'application de la post-tension sur les spécimens à jeune âge peut induire des contraintes de traction par fendage. Une vérification analytique basée sur un modèle de calcul simplifié issu du livre de Collins et Mitchell 1997 a été réalisée (Figure 3-9). Ces calculs analytiques (en Annexe D) nous informent d'un très faible risque d'endommagement du béton lors de l'application de la charge de post-tension nécessaire pour la bonne manutention du bloc (contrainte de traction de 16 kPa).

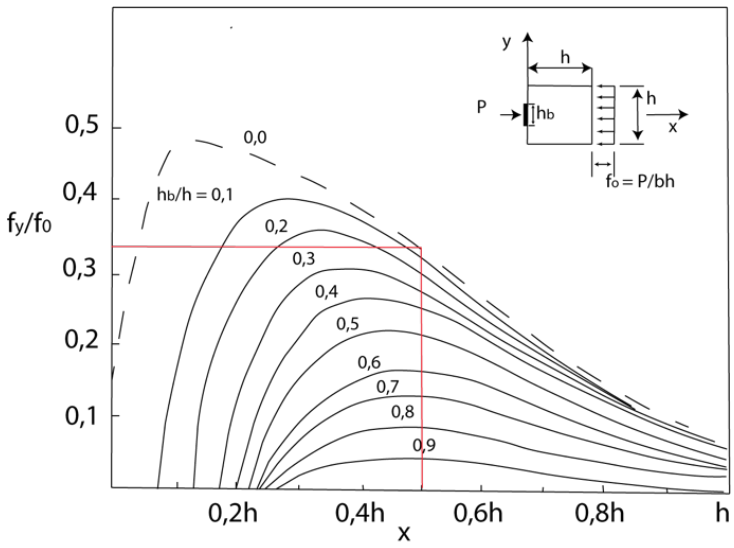


Figure 3-9 : Distribution des contraintes de traction transverse dans les zones sollicitées (adaptée de Collins et Mitchel 1991)

Ce calcul issu d'un modèle analytique simplifié a été validé en utilisant un modèle d'éléments finis réalisé avec le logiciel Abaqus. La Figure 3-10 représente une étude de convergence sur la taille du maillage, concernant la contrainte maximale de traction au centre du spécimen.

Dans un premier temps il convient d'effectuer une rapide étude en convergence

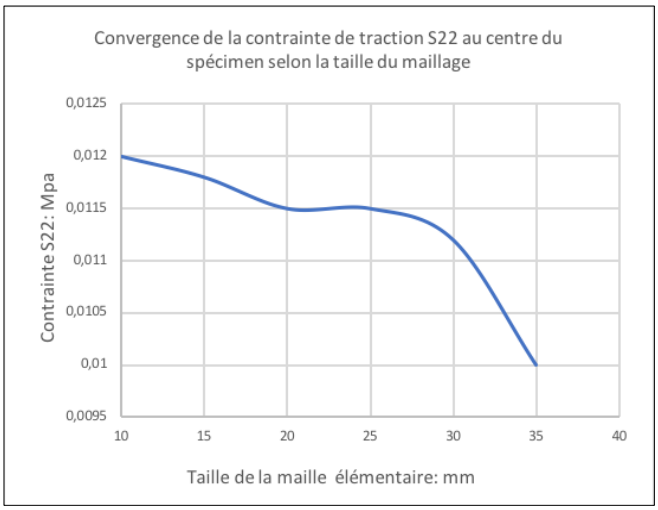


Figure 3-10 : Étude de la convergence des contraintes de traction dans le spécimen WST 76 mm

L'étude. (Annexe E) montre ainsi une contrainte maximale de traction de l'ordre de 12 kPa, très faible relativement à la résistance en traction anticipée à 48 heures qui de l'ordre de 1000 kPa. Le risque de fissuration est donc faible.

3.5.2 Réalisation de la coulée

3.5.2.1 Les pesées

Tout comme les coulées, la réalisation des pesées a été effectuée à l'IREQ. La formulation du béton ainsi que les quantités de ses composants furent déterminées par l'IREQ. La Figure 3-11 montre une opération typique de pesée, les gros sacs *Bigbags* utilisés pour stocker les granulats ou sable et les barils utilisés pour le stockage de l'eau ou du ciment.



Figure 3-11 : Réalisation d'une pesée

L’ensemble des pesées réalisées sont représentées sur la photo ci-après.



Figure 3-12 : Ensemble des pesées entreposées

Finalement, les alcalins utilisés seulement pour les mélanges type B ont été dosés et dilués dans des chaudières remplies d'eau tel que montré dans la photo ci-dessous.



Figure 3-13 : Chaudières pour alcalins pour les mélanges du type B

3.5.2.2 Réalisation des coulées

La coulée de l'ensemble des spécimens s'est étendue sur 2 semaines. La méthode développée lors des deux semaines est la même. Il y a seulement le décoffrage et le remontage des coffrages entre les deux semaines. Pour se faire, nous avons fait venir des toupies. Les mélanges au préalable pesés et contenus dans les Bigbags furent versés dans la toupie au moyen du lift et du bec verseur des BigBags. Par la suite eau et ciment sont incorporés via l'utilisation du système de renversement de baril présenté Figure 3-14 (b), et du lift.



(a) Granulat-Sable (b) Ciment

Figure 3-14 Insertion des pesées dans la toupie

Il est à noter qu'une certaine quantité d'eau a été enlevée au préalable pour un des barils de chaque mélange, afin de mélanger les adjuvants avant incorporation (Figure 3-15). De plus, une quantité d'eau a aussi été retirée de chaque mélange réactif afin considérer l'eau utilisée pour la dilution des alcalins.



Figure 3-15 : Incorporation des adjuvants

Une fois le mélange réalisé dans la toupie, une petite quantité de béton est extraite via une brouette afin de procéder au test de volume d'air comme représenté sur les photos ci-dessous :



(a) Extraction d'une petite quantité de béton



(b) Test de la quantité d'air

Figure 3-16 : Détermination de la quantité d'air

Une fois le test effectué, la coulée des coffrages est réalisée tel que présenté dans les photos ci-après.



(a) WST mélange 38mm



(b) Poutre RILEM



(c) Dalle de carottage



(d) WST mélange 76mm

Figure 3-17 : Réalisation des coulées selon la formulation du béton

Lors de la coulée des spécimens, certains incidents ont eu lieu et méritent d'être mentionnés ci-après :

- La quantité d'adjuvants a été ajustée entre certaines coulées, afin d'atteindre la quantité d'air visée de 5%.
- Un problème avec la toupie a nécessité la séparation de la coulée pour la série A76 en deux 'sous-coulées' pouvant avoir deux formulations différentes qui seront notées par la suite V1 et V2.
- Une sous-évaluation de la réserve ainsi que des quantités de matériaux requise a eu pour conséquence la séparation de la coulée pour la série J2 B38 en en trois 'sous-coulées' W1, W2 et W3

Les tableaux suivants présentent la chronologie des essais ainsi que l'identification des spécimens et dalles qui va être utilisée pour la suite de ce rapport.

Tableau 3-6: Chronologie des coulées et identifications des spécimens WST ou RILEM

Identification	Date coulée	Granulats	Pourcentage d'air	Déclinaison formule	Instrumentation	Remarques
-	AA-MM-JJ	mm	%	-	-	-
J1-1 A38-1	18-04-10	38	8,00%	-	-	-
J1-1 A38-2	18-04-10	38	8,00%	-	-	Angle endommagé
J1-1 A38-3	18-04-10	38	8,00%	-	-	Angle endommagé
J1-1 A38-4	18-04-10	38	8,00%			-
J1-1 A38-5	18-04-10	38	8,00%	-	-	-
J1-1 A38-6	18-04-10	38	8,00%	-	Jauge d'expansion et de calorimétrie	-
J1-1 A38-7	18-04-10	38	8,00%	-	-	-
J1-1 A38 RILEM 1	18-04-10	38	8,00%	-	-	Angle en nid d'abeille
J1-1 A38 RILEM 2	18-04-10	38	8,00%	-	-	-
J1-1 A38 RILEM 3	18-04-10	38	8,00%	-	-	-
J1-1 A76 1	18-04-10	76	-	V1	-	-
J1-1 A76 2	18-04-10	76	-	V1	-	-
J1-1 A76 3	18-04-10	76	-	V1	-	-
J1-1 A76 4	18-04-10	76	-	V1	-	-
J1-1 A76 5	18-04-10	76	-	V2	-	-
J1-1 A76 6	18-04-10	76	-	V2	-	-
J1-1 A76 7	18-04-10	76	-	V2	Jauge d'expansion et de calorimétrie	-
J1-2 B38 1	18-04-11	38	7,00%	-	-	-
J1-2 B38 2	18-04-11	38	7,00%	-	-	-
J1-2 B38 3	18-04-11	38	7,00%	-	-	-
J1-2 B38 4	18-04-11	38	7,00%	-	-	-

J1-2 B38 5	18-04-11	38	7,00%	-	-	Angle en nid d'abeille
J1-2 B38 6	18-04-11	38	7,00%	-	-	-
J1-2 B38* 1	18-04-11	38	7,00%	-	-	-
J1-2 B38* 2	18-04-11	38	7,00%	-	-	-
J1-2 B38* 3	18-04-11	38	7,00%	-	-	-
J1-2 B38* 4	18-04-11	38	7,00%		-	-
J1-2 B38* 5	18-04-11	38	7,00%	-	-	-
J1-2 B38* 6	18-04-11	38	7,00%	-	-	-
J1-2 B76 1	18-04-18	76	7,00%	-	-	-
J1-2 B76 2	18-04-18	76	7,00%	-	-	-
J1-2 B76 3	18-04-18	76	7,00%	-	-	-
J2 B38 1	18-04-18	38	3,80%	W1	-	-
J2 B38 2	18-04-18	38	3,80%	W1	-	-
J2 B38 3	18-04-18	38	3,80%	W1	-	-
J2 B38 4	18-04-18	38	3,80%	W1	-	-
J2 B38 5	18-04-18	38	3,80%	W1	-	-
J2 B38 6	18-04-18	38	3,80%	W1	-	-
J2 B38 7	18-04-18	38	-	W2	-	-
J2 B38 8	18-04-18	38	-	W2	-	-
J2 B38 9	18-04-18	38	-	W2	-	-
J2 B38 10	18-04-18	38	-	W2	-	-
J2 B38 11	18-04-18	38	-	W2	-	-
J2 B38 12	18-04-18	38	-	W3	-	-
J2 B38 13	18-04-18	38	3,80%	W1	-	-
J2 B38 14	18-04-18	38	3,80%	W1	-	-
J2 B38 15	18-04-18	38	3,80%	W1	-	-
J2 B38 16	18-04-18	38	3,80%	W1	Plots de suivi d'expansion	-
J2 B38 17	18-04-18	38	3,80%	W1	Plots de suivi d'expansion	-
J2 B38 18	18-04-18	38	3,80%	W1	Jauge d'expansion et de calorimétrie + Plots de suivi d'expansion	-
J2 B38* 1	18-04-18	38	3,80%	W1	-	-
J2 B38* 2	18-04-18	38	3,80%	W1	-	-
J2 B38* 3	18-04-18	38	3,80%	W1	-	-
J2 B38* 4	18-04-18	38	3,80%	W1	-	-
J2 B38* 5	18-04-18	38	3,80%	W1	-	-
J2 B38* 6	18-04-18	38	3,80%	W1	-	-
J2 B76 1	18-04-18	76	5,00%	-	-	-
J2 B76 2	18-04-18	76	5,00%	-	-	-
J2 B76 3	18-04-18	76	5,00%	-	-	-
J2 B76 4	18-04-18	76	5,00%	-	-	-
J2 B76 5	18-04-18	76	5,00%	-	-	-
J2 B76 6	18-04-18	76	5,00%	-	-	-
J2 B76 7	18-04-18	76	5,00%	-	-	-
J2 B76 8	18-04-18	76	5,00%	-	-	-
J2 B76 9	18-04-18	76	5,00%	-	-	-
J2 B76 10	18-04-18	76	5,00%	-	-	-
J2 B76 11	18-04-18	76	5,00%	-	-	-
J2 B76 12	18-04-18	76	5,00%	-	-	-
J2 B76 13	18-04-18	76	5,00%	-	Plots de suivi d'expansion	-
J2 B76 14	18-04-18	76	5,00%	-	Plots de suivi d'expansion	-
J2 B76 15	18-04-18	76	5,00%	-	Jauge d'expansion et de calorimétrie + Plots de suivi d'expansion	Tombé lors de la manipulation

Tableau 3-7: Chronologie des coulées et identification des dalles

Identification	Date coulée	Granulats	Pourcentage d'air	Déclinaison formulation	Remarques
-	(AA-MM-JJ)	mm	%	-	-
Dalle J1-1 A38	18-04-10	38	8,00%	-	-
Dalle J1-1 A76	18-04-10	76	-	V2	-
Dalle J1-2 B38 1	18-04-11	38	7,00%	-	-
Dalle J1-2 B38 2	18-04-11	38	7,00%	-	-
Dalle J1-2 B38 3	18-04-11	38	7,00%	-	-
Dalle J1-2 B38 4	18-04-11	38	7,00%	-	-
Dalle J1-2 B76 1	18-04-11	76	7,00%	-	-
Dalle J1-2 B76 2	18-04-11	76	7,00%	-	-
Dalle J1-2 B76 3	18-04-11	76	7,00%	-	-
Dalle J2 B76 4	18-04-18	76	-	V3	Non recevable : Fin de toupie

3.5.2.3 Entreposage et cure au jeune âge

Les spécimens ont été entreposés sous des toiles de jutes humides. Ces toiles ont été ré-humidifiées à intervalle de 2 jours afin d'assurer une cure humide. De plus, des bâches ont été disposées sur l'ensemble des spécimens afin de limiter l'évaporation de l'eau.



Figure 3-18 : Entreposage sous bâches et toiles de jutes des spécimens en post-coulée

3.5.3 Spécimens de caractérisation

3.5.3.1 Carottage des dalles

Le carottage de dalles pour l'extraction des éprouvettes de caractérisation a été réalisé en utilisant le dispositif de carottage mural disponible à l'IREQ (Figure 3-19 (a)) :



(a) Carottage



(b) Marquage des carottes

Figure 3-19 : Extraction et marquage des carottes

Cette opération nécessite entre 15 et 20 minutes par carotte. L'extraction se fait ensuite via un fil métallique doté d'un nœud coulant glissé dans le creux laissé par la lame de la carotteuse. Par la suite l'opération de marquage est essentielle en raison du grand nombre de carottes (60 carottes) comme indiqué à la Figure 3-19 (b).

3.5.3.2 Coupe et polissage

Une fois les carottes extraites, il convient de les couper. Pour rappel les dalles ont été coulées 150 mm plus grandes que la taille finale (300 mm) des carottes afin d'avoir 3 pouces de recouvrement par rapport aux bords. De ce fait, elles sont coupées à la longueur 305-310 mm afin de prévoir la perte de matière associée au polissage venant par la suite. Cette dernière étape permet d'obtenir deux surfaces parallèles et lisses dans le but d'effectuer les tests de caractérisations.

Les opérations de coupe et de polissage sont représentées sur les photos ci-dessous.



(a) Coupe des carottes



(b) Polissage des carottes

Figure 3-20 : Préparation des carottes

3.5.3.3 Instrumentation

Afin de suivre l'expansion des formulations B en fonction du temps, une carotte de chaque dalle de formulation B a été instrumentées avec des plots de suivi. Il s'agit du même principe de vis de pression usinées et couplées avec des *Wood-Insert* utilisées précédemment pour les blocs. Cependant, ici les carottes sont percées et les plots sont directement collés à l'intérieur via une résine époxy. Un gabarit représenté Figure 3-21 (a) est utilisé pour le perçage, afin de percer et coller dans l'intervalle de mesure du DEMEC. Cela permet aussi une cohérence entre toutes les mesures sur spécimens instrumentés.



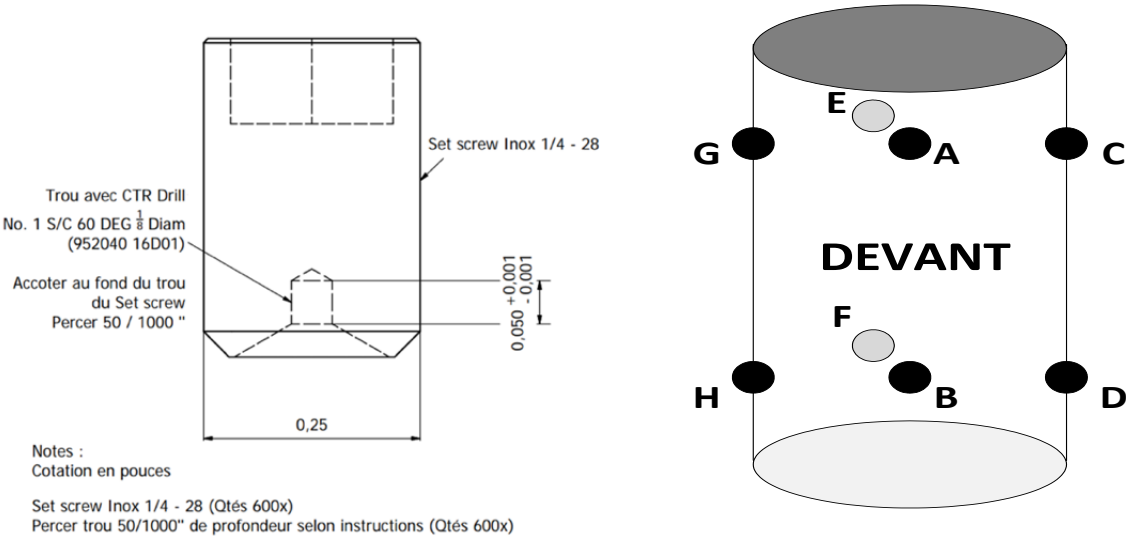
(a) Perçage des carottes



(b) Collage des plots de suivi d'expansion

Figure 3-21 : Instrumentation des carottes pour le suivi d'expansion

Il y a donc sur chaque carotte instrumentée : 8 plots de suivi d'expansion permettant d'avoir des mesures sur le diamètre et sur la longueur. La répartition des plots et le schéma technique des plots de suivi d'expansion sont représentés sur la Figure 3-22.



(a) Dessin technique des plots de suivi d'expansion de carottes

(b) Positionnement des plots sur la carotte

Figure 3-22 : Caractéristiques des plots de suivi d'expansion

Par la suite, des mesures seront régulièrement effectuées afin de voir l'expansion engendrée par la RAG. Pour cela le protocole de mesure est décrit en Annexe F.

3.6 Rapatriement et entreposage des spécimens

L'ensemble des spécimens est resté à l'IREQ entre la cure des 28 jours et la date de rapatriement, au laboratoire de l'École Polytechnique. Les spécimens ont été gardés dans une chambre humide à 100% comme montré à la Figure 3-23:



Figure 3-23 : Entreposage en salle 100% d'humidité

Conformément au Tableau 3-4 qui décrit le nombre de spécimens ainsi que les tests en fonction de l'état d'avancement, les spécimens de formulation A (carottes et blocs) sont rapatriés pour être sciés et testés au laboratoire de structure à l'école Polytechnique. De plus 6 spécimens B38 et B76 ainsi que 5 carottes B38 et B76 sont rapatriés afin d'être testés à 0% d'expansion. Le rapatriement s'effectue par plateforme ouverte sur laquelle les divers blocs sont chargés après avoir été au préalablement conditionnés pour les opérations de transport.



Figure 3-24 : Plateforme ouverte pour le transport des spécimens

3.7 Sciage des spécimens :

La dernière étape afin d'obtenir les spécimens aux géométries désirées est le sciage. Comme indiqué dans la section 2.5.2.2, l'utilisation de la méthode SBEM demande la présence d'entailles dans le spécimen, en utilisant deux ratio $^{a}/_{D}$ différents. De ce fait, le protocole de sciage suivant est choisi :

Tableau 3-8: Protocole de sciage A38-B38-A76-B76

Série A non-réactive			
ID	a/D	ID	a/D
J1-1 A38 1	0,1	J1-1 A76 1	0,5
J1-1 A38 2	0,5	J1-1 A76 2	0,1
J1-1 A38 3	0,1	J1-1 A76 3	0,5
J1-1 A38 4	0,5	J1-1 A76 4	0,1
J1-1 A38 5	0,1	J1-1 A76 5	0,1
J1-1 A38 6	0,5	J1-1 A76 6	0,5
J1-1 A38 7	0,1	J1-1 A76 7	0,1

Série B réactive			
ID	a/D	ID	a/D
J1-2 B38 1	0,1	J1-2 B76 1	0,1
J1-2 B38 2	0,5	J1-2 B76 2	0,5
J1-2 B38 3	0,1	J1-2 B76 3	0,1
J1-2 B38 4	0,5	J2 B76 4	0,5
J1-2 B38 5	0,1	J2 B76 5	0,1
J1-2 B38 6	0,5	J2 B76 6	0,5

L'opération de sciage a été sous-traitée à une firme spécialisée. Il était donc important de minimiser le temps d'opération pour limiter les coûts. De plus, un montage permettant une bonne mise en position est nécessaire afin de pouvoir réaliser avec précision les opérations de sciage (en verticalité et profondeur). En raison des 2 tailles de blocs WST différents, le système de mise en place a été conçu et est composé de poutres métalliques sur appuis comme montré à la Figure 3-25. Deux blocs aux extrémités serviront de point d'ancrage pour le rail de la scie. Au centre, viendront dans un premier temps les blocs WST 76 mm tel que montré à la Figure 3-27. Par la suite nous insérons une poutre pour rehausser les blocs WST 38 mm comme montré sur la Figure 3-26.

Le contrôle de la hauteur des blocs ainsi que de leur horizontalité est fait par l'utilisation de pastilles en caoutchouc insérées entre la poutre et les blocs. De plus elles assurent un meilleur contact entre les poutres d'appuis et la surface rugueuse du béton.

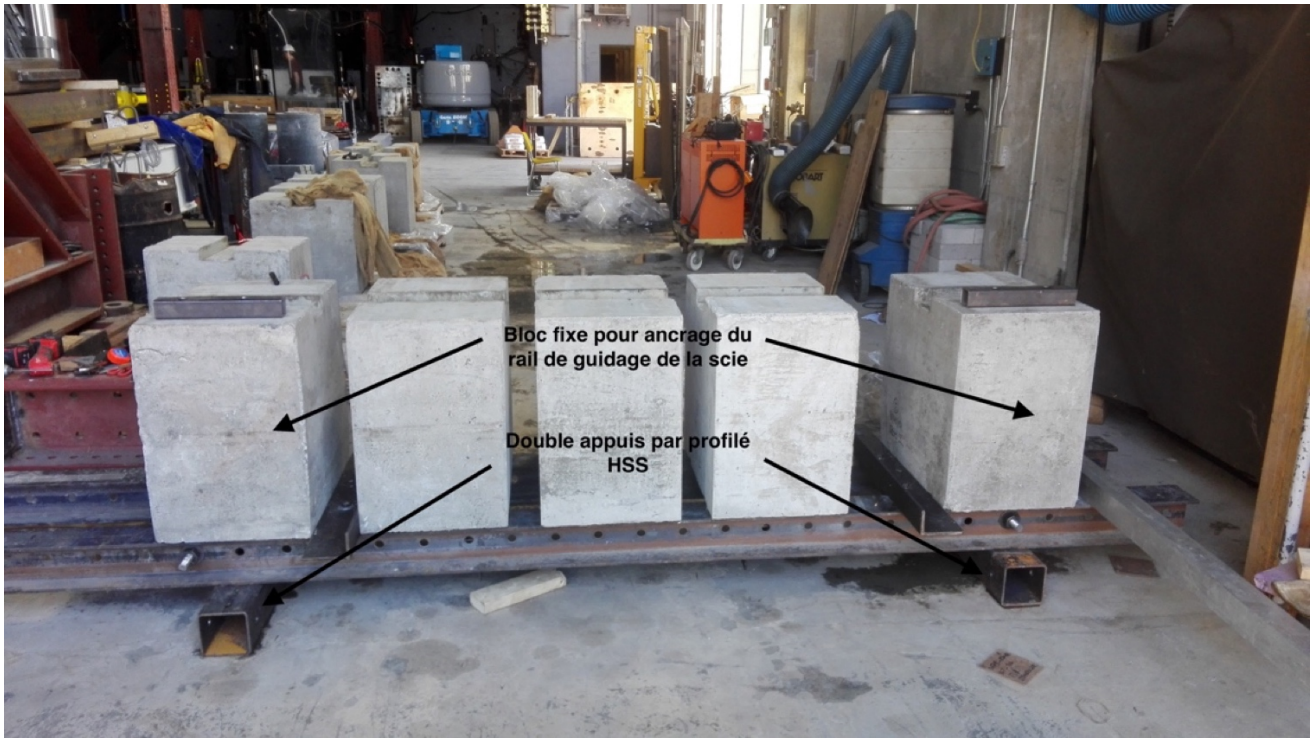


Figure 3-25 : Système de mise en place pour sciage

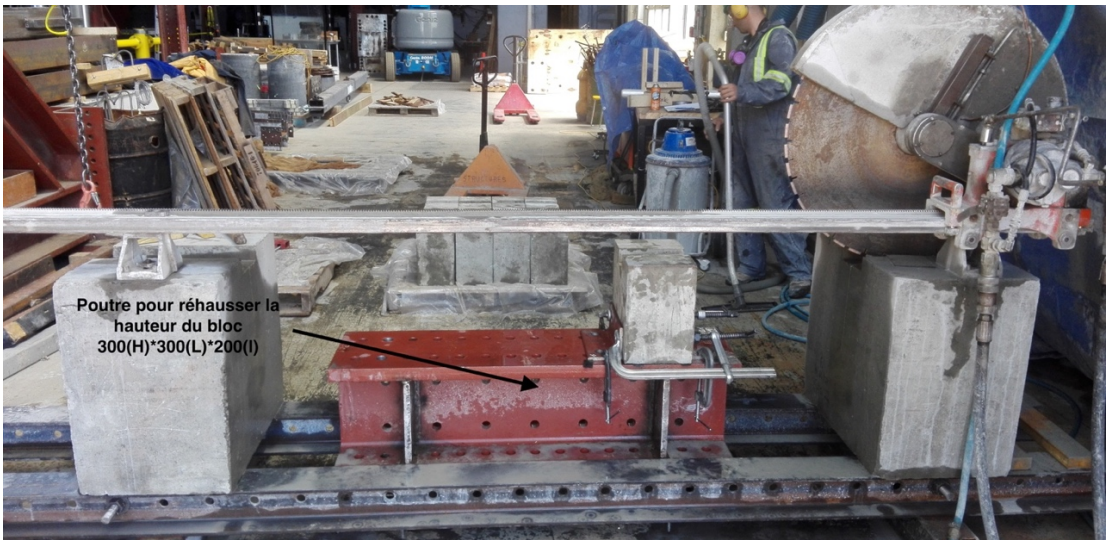


Figure 3-26 : Sciage d'un bloc WST 38mm avec poutre de rehaussement



Figure 3-27 : Sciage de blocs WST 76mm

Après cette opération, les spécimens sont de nouveau stockés sous des toiles de jutes humide le temps de les tester avec le montage de fendage pour les blocs WST, ou de flexion trois points pour les poutres RILEM.

CHAPITRE 4 MONTAGE EXPÉRIMENTAL

4.1 Introduction

Ce chapitre présente l'ensemble des actions et protocoles mis en place pour la réalisation des essais.

Il s'articule en trois parties qui décrivent respectivement les procédures de montage des systèmes expérimentaux des essais de fendage / essais de flexion trois points, l'instrumentation mise en place pour ces essais, et enfin, de la réalisation de la campagne expérimentale.

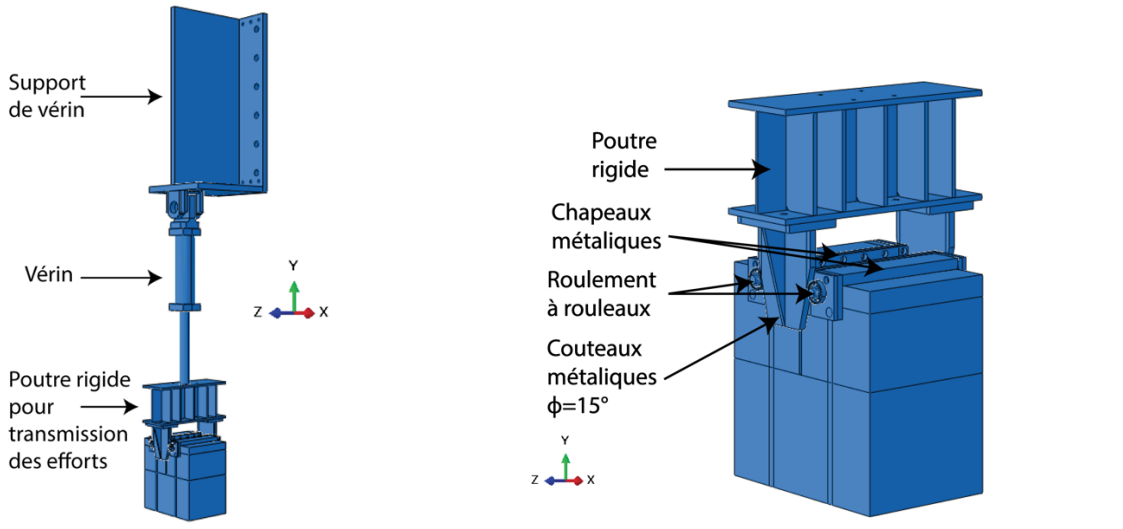
4.2 Procédure de montage

4.2.1 Essais de fendage (WST)

Comme indiqué dans le chapitre précèdent, deux tailles de spécimens liées à deux tailles de granulats sont testées. Ainsi le montage pour le test de fendage doit pouvoir être modifiable afin de répondre à ces exigences.

4.2.1.1 Schémas de principe

La Figure 4-1 montre un modèle CAD du montage expérimental réalisé.



(a) Système complet (b) Bloc-Chapeaux-Couteaux- Poutre de transfert d'efforts

Figure 4-1 : Représentation Abaqus du système de test de fendage

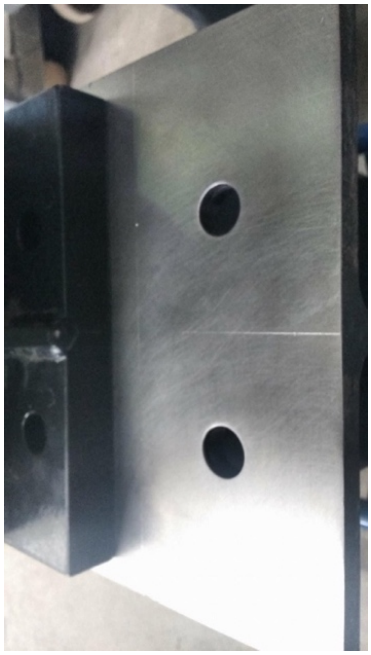
Le vérin est accroché au mur de réaction vertical (non montré) via une pièce de support rigide. Il transmet sa charge au spécimen de béton par l'intermédiaire d'une poutre de transfert solidaire à deux couteaux métalliques (*wedge*). Chaque couteau métallique en contact linéique avec deux roulements à bille, engendre lors de sa descente un écartement des chapeaux métalliques qui par butée avec les coins des blocs en béton provoque un effet de fendage. Toutes les pièces de ce montage ont été conçues à l'École Polytechnique de Montréal, avec spécifiquement des tolérances géométriques assez sévères pour les plans inclinés à 15° des couteaux.

4.2.1.2 Assemblage et mise en place

Dans un premier temps, la fixation de la plaque de support et du vérin sur le mur de réaction est réalisée par les techniciens. Ensuite, le montage des couteaux sur la poutre rigide est réalisé.



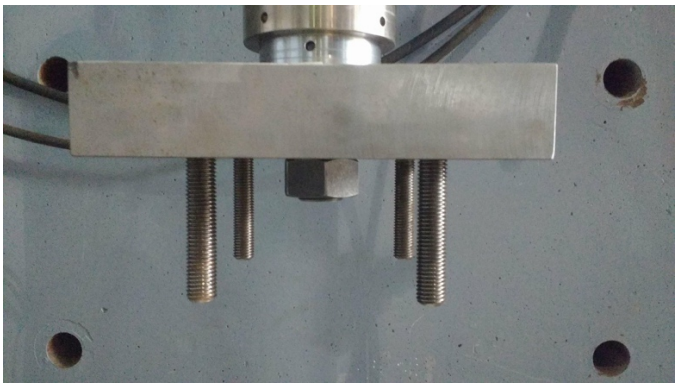
(a) Couteaux et poutre rigide disposés l'un à côté de l'autre



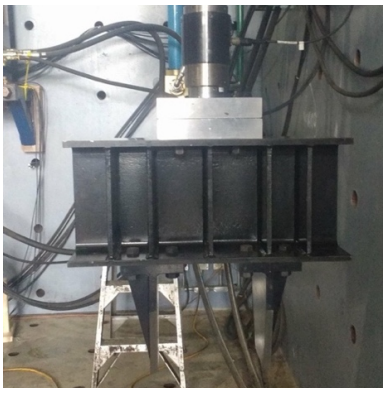
(b) Marquage au poinçon de la poutre rigide et des couteaux pour centrage

Figure 4-2 : Assemblage coins-poutre de transfert

Par la suite, l'assemblage de la poutre précédente avec les plaques de transmission d'effort situées entre le vérin et la poutre, comme représenté sur la Figure 4-3 ci-dessous :



(a) Plaque de transmissions des efforts



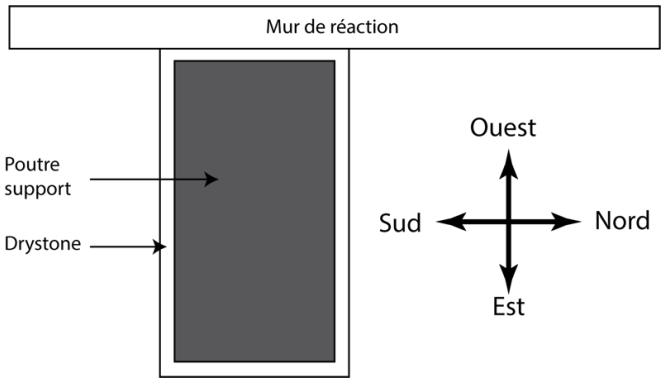
(b) Vérin – Plaque de transmission des efforts – Poutre de transmissions des efforts – couteaux

Figure 4-3 : Assemblage de la poutre de transfert avec le vérin

La partie descendante du système étant en place, il s'agit maintenant de mettre en place la partie inférieure qui agit comme « support » et qui permet d'accommoder via de simples modifications les deux tailles différentes de blocs WST. Pour cet effet, une poutre de support centrée sur l'axe du vérin est utilisée pour les blocs WST à 38 mm et est positionné via un centrage au laser. Afin de supprimer tous les jeux présents dans le montage, un « Drystone » est coulé entre la poutre de support et le sol, comme représenté sur la Figure 4-4 (a). Ce Drystone développe une résistance de 100 MPa en 24 heures, ce qui le rend adapté à notre usage. Enfin, le système est orienté selon les point cardinaux comme représenté Figure 4-4 (b).



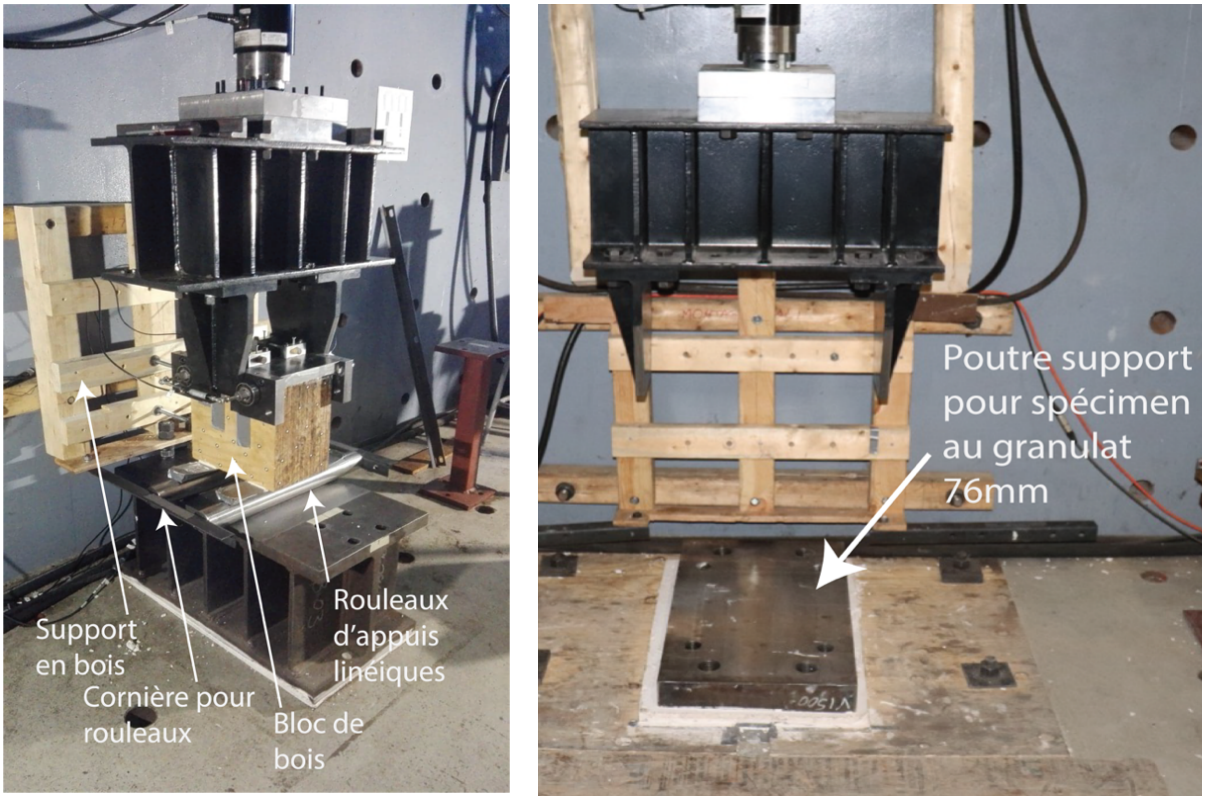
(a) Poutre de support



(b) Orientation dans l'espace (Vue de dessus)

Figure 4-4 : Poutre support avec Drystone et orientations de l'essai

Pours fins d'essais préliminaires, un bloc de bois aux mêmes dimensions que les blocs WST à 38 mm a été utilisé (Figure 4-5 (a)). Cette même figure montre les deux rouleaux métalliques de support dont l'écartement a été déterminé de manière à avoir chaque appui linéique sous le centre de gravité de chaque demi-côté du bloc.



(a) Poutre support pour WST 38mm, bloc de bois, rouleaux et cornière, et support en bois

(b) Montage avec plaque support pour WST 76mm

Figure 4-5: Vue d'ensemble du montage

Afin de pouvoir tester les blocs WST pour granulats de 76mm, la poutre de support est retirée et remplacée par une plaque en acier en utilisant aussi du Drystone (Figure 4-5 (b))

4.2.2 Essais de flexion trois points

Afin de comparer les résultats obtenus par fendage avec la norme décrite dans le RILEM, un montage de flexion trois points est assemblé.

4.2.2.1 Schéma de principe

L'essai de flexion trois points est décrit par la Figure 4-6.

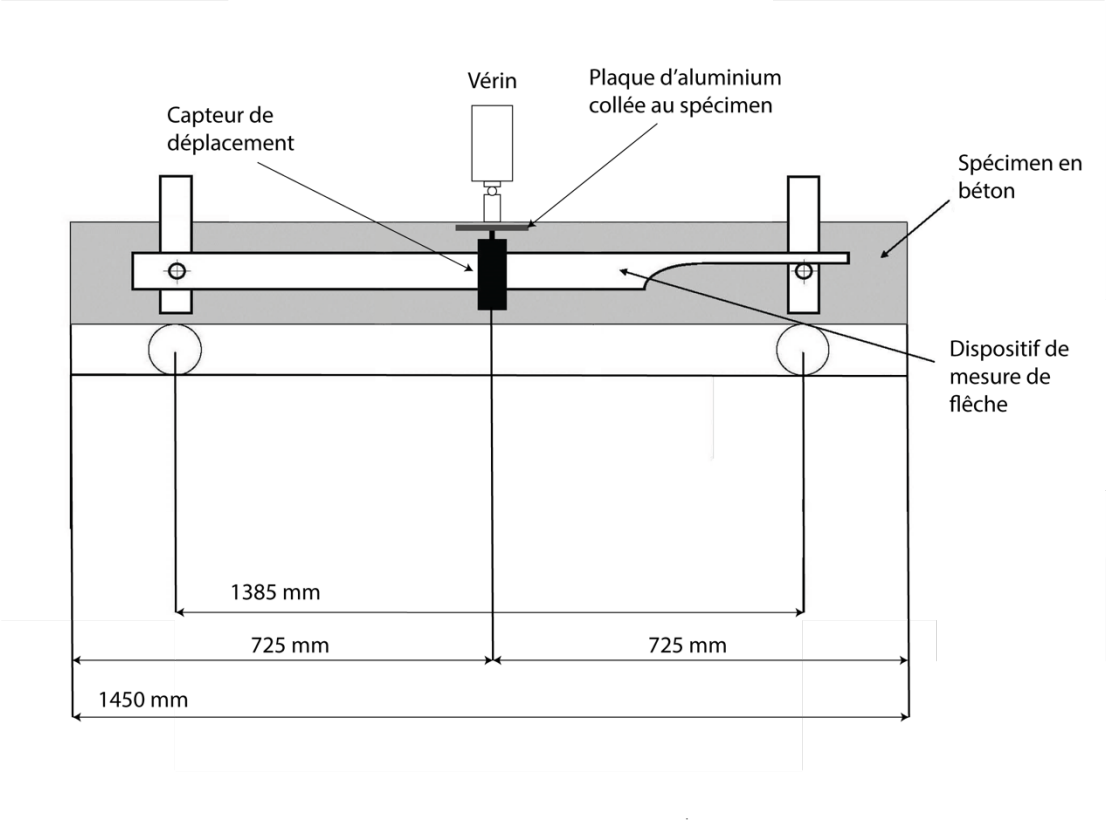
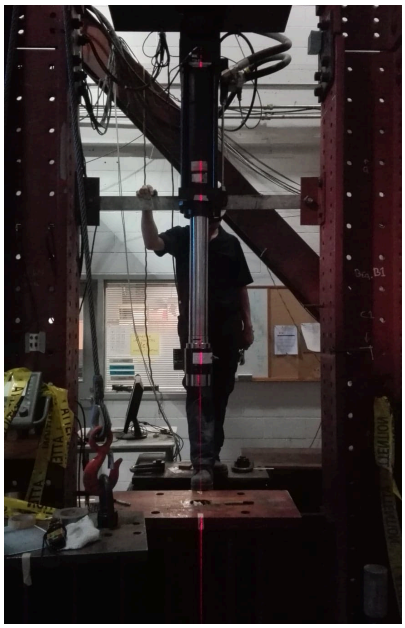


Figure 4-6 : Schéma de principe : Essai de flexion trois points

Le dispositif de mesure de flèche a été conçu spécifiquement pour ce projet en raison de la taille hors-norme de la poutre par rapport aux essais usuels du laboratoire de Polytechnique Montréal.

4.2.2.2 Réalisation du montage

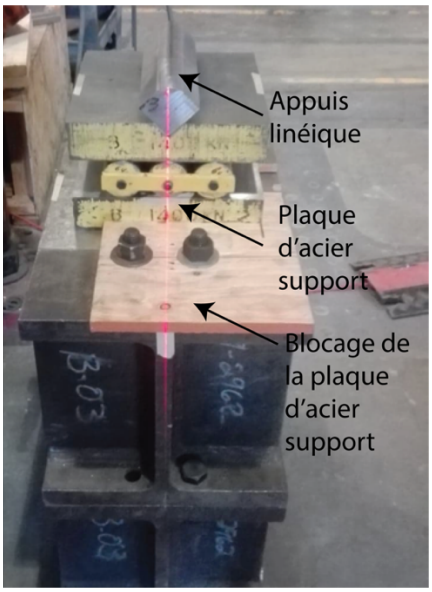
À l'instar de l'essai de fendage, le centrage se fait par rapport à l'axe vertical du vérin. À cet effet, des lasers sont utilisés pour la mise en place des poutres supports présentes au niveau des appuis, tel que montré aux Figure 4-7 (a) et (b). On effectue ensuite le centrage de l'appui linéique sur la poutre d'appuis, et on fixe la plaque de métal support afin d'empêcher tout décalage accidentel (Figure 4-7 (c)). Enfin, la poutre est installée sur une plaque métallique qui permet la mise en place de Drystone entre l'appui linéique et le spécimen (Figure 4-7 (d)).



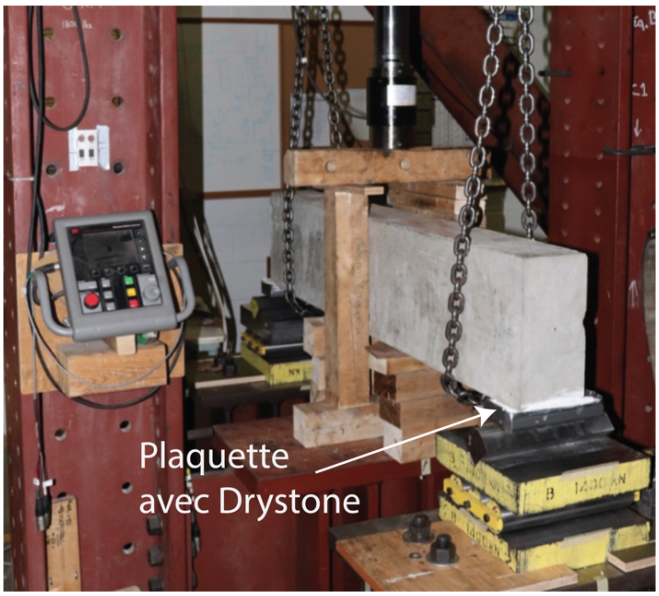
(a) Mise en position du laser par rapport au vérin



(b) Centrage de l'appui par le laser



(c) Centrage de l'appui linéique sur la plaque support



(d) Poutre mise en place pour essai de flexion trois points

Figure 4-7 : Montage du système de flexion trois points

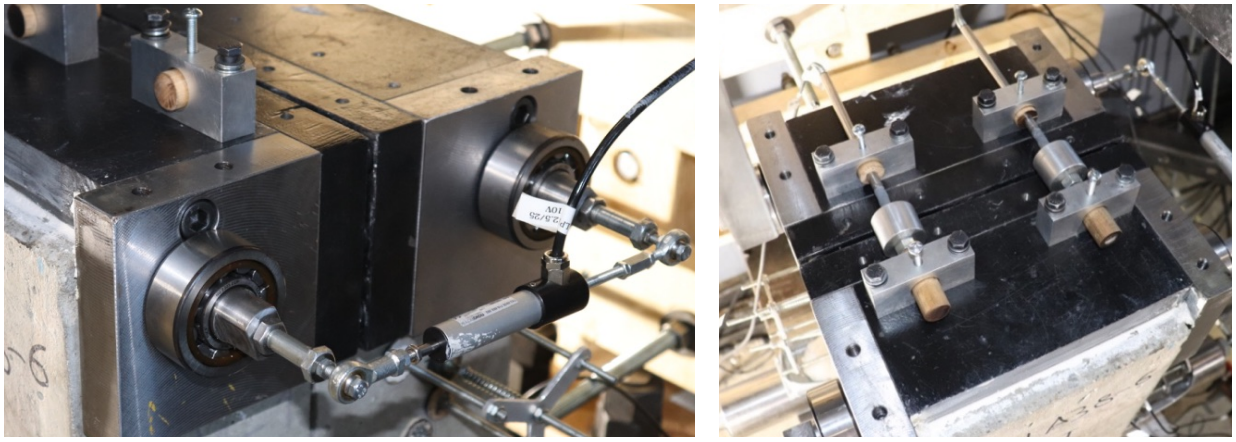
4.3 Instrumentation

Afin de collecter un maximum de données sur la fissuration du béton pendant les tests, 3 types d'instrumentations ont été mis en place : les capteurs linéaires LVDT, la technologie de corrélation d'images (*Digital Image Correlation* ou DIC), et les capteurs acoustiques.

4.3.1 Essai de fendage

4.3.1.1 Capteurs LVDT

Le pilotage de l'essai de fendage se fait par déplacement en raison du post-pic attendu. La mesure de l'écartement se fait au moyen de deux séries de capteurs LVDT (Figure 4-8). Une première série est disposée entre les chapeaux, une deuxième entre les axes des roulements comme indiqué sur la photo (Figure 4-8 (a)). En raison de la plus grande rigidité au niveau des chapeaux (qui agissent par butée), et afin d'assurer une meilleure stabilité de l'essai, il a été décidé de piloter le vérin par l'ouverture de capteurs LVDT entre les chapeaux. La précision de ces capteurs est de 2 µm.



(a) LVDT entre les axes de roulements (b) LVDT entre les chapeaux

Figure 4-8 : Capteurs LVDT supérieurs pour le système de fendage

D'autre part, comme indiqué sur la Figure 2-12, les blocs reposent sur des appuis linéiques situés sous le centre de gravité de chaque demi-bloc. Ainsi un léger mouvement de rotation demeure possible lors de la fissuration. Afin d'avoir un historique sur l'énergie dissipée par ce mécanisme, des LVDT sont aussi disposés entre les axes des appuis.

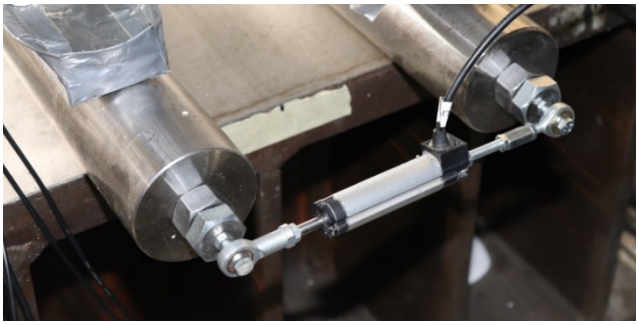
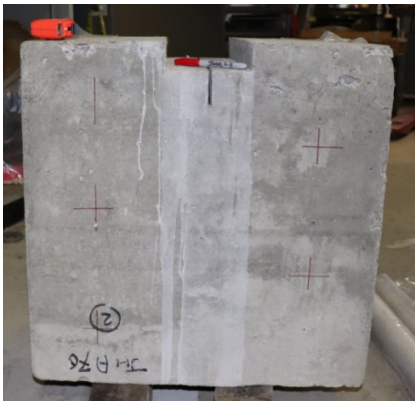


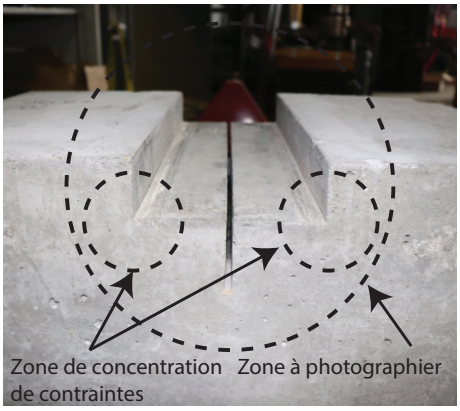
Figure 4-9: LVDT entre les axes des appuis

4.3.1.2 Système de corrélation digitale d'images (DIC)

La corrélation digitale d'image est un procédé d'acquisition permettant de s'affranchir de capteurs disposés directement sur le spécimen. Grâce à une succession de prise de vues d'une surface mouchetée, le système peut reconstruire les mouvements de cette dernière. Aussi, il est possible en post-traitement « d'installer » numériquement des extensomètres partout sur la surface mouchetée du spécimen afin d'avoir ses mouvements en fonction du temps. Afin d'avoir une surface dont l'acquisition est possible, il est nécessaire de la préparer. Pour cela un nettoyage de la surface se fait par l'utilisation d'un dégraissant et d'un chiffon. En effet, l'huile présente dans les coffrages peut laisser des traces résiduelles sur la surface. On convient de les nettoyer avant toute peinture. Ensuite il convient de procéder à la prise de photos des surfaces attenantes à l'entaille. En cas de fissuration à 45° au niveau de la zone de concentration de contrainte indiquée Figure 4-10 (b), il est nécessaire de pouvoir vérifier le bon état de la surface avant l'essai (présence de pré-fissures).



(a) Spécimen WST 76mm avant nettoyage



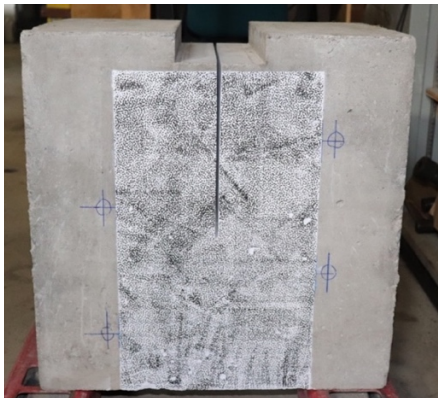
(b) Zone de concentration de contrainte

Figure 4-10 : État des surfaces du spécimen avant la préparation au DIC

Une fois la surface prête pour la peinture, il faut installer des protections pour ne pas peindre les parties inutiles au DIC, où viendront se coller d'autres instrumentations. Ensuite, la peinture se fait premièrement avec plusieurs couches de blanc. Enfin, avec un outil de mouchetis adapté à la résolution des caméras et aux dimensions de la surface photographiée, les points noirs sont réalisés.



(a) Outils pour mouchetis



(b) Spécimen WST 76mm avec sa surface peinte

Figure 4-11 : Préparation du spécimen pour le DIC

Pour chacun des spécimens, seulement une face est mouchetée. Lors du test, deux caméras basse vitesse sont installées vis-à-vis de cette face, et le logiciel procède à une acquisition à un taux de 0,2 Hz. Le traitement des images se fait ensuite via le logiciel de post-traitement Vic3D.

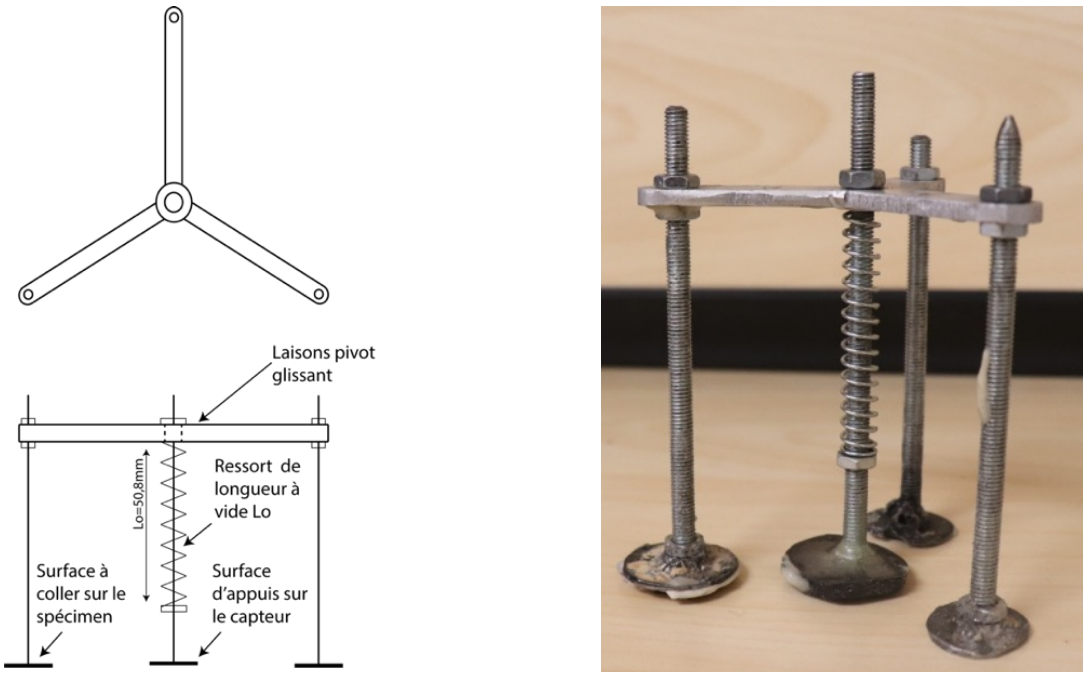
4.3.1.3 Acquisition acoustique

4.3.1.3.1 Tripodes de maintiens et disposition

Tel que présenté en section 2.3.3, l'écoute acoustique consiste à l'acquisition des ondes émises lors de la fissuration, et transformées en signaux électriques par le moyen de capteurs piézo-électriques. Le bon fonctionnement de ces capteurs repose sur 3 points essentiels :

- Une surface continue : Le capteur ne doit pas se trouver sur un trou de bulle d'air, souvent présente sur les surfaces de béton.
- Une graisse de contact stable dans le temps, entre la surface des capteurs et du béton. L'utilisation d'une graisse de silicone est adoptée pour ce projet.
- Un effort de maintien de 10-15 Newton

Afin de respecter le dernier point, la fabrication de tripodes spécifiquement pour ce projet a été nécessaire. Ces tripodes se collent sur la surface du spécimen et permettent le transfert d'un effort constant sur le capteur. Pour la réalisation, nous avons utilisé des plaques en aluminium, coupées et meulées permettant d'obtenir cette forme d'étoile représentée sur la Figure 4-12 (a).



(a) Schéma de principe d'un tripode

(b) Tripode

Figure 4-12 : Représentation des tripodes

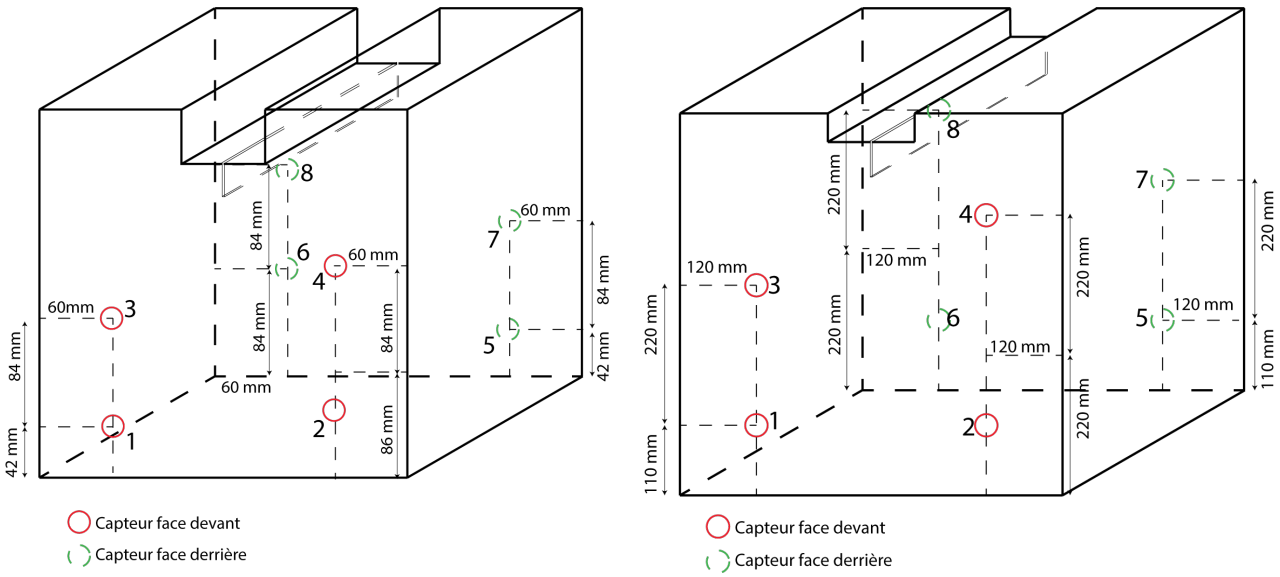
La hauteur d'un capteur acoustique utilisé dans ce projet est de 14,5mm. Aussi, le ressort et la vis centrale sont mis en position de manière à ce que la surface d'appuis de la tige centrale du tripode soit tangente avec la surface du spécimen lorsqu'aucun capteur n'est en place.

Ainsi, le Δx engendré par l'insertion d'un capteur entre la surface d'appuis centrale du Tripode et le spécimen développe par l'intermédiaire du ressort une force de :

$$F = \Delta x * k = 0{,}0145 * 928 = 13{,}5\ N \qquad et\ F \in [10{,}15]\ Newton$$

Où $k = 5{,}3\frac{Lbs}{in} = 928\ N/m$

Enfin, selon la taille du spécimen WST, les capteurs auront 2 dispositions différentes représentées ci-après.



(a) Bloc WST 38mm

(b) Bloc WST 76mm

Figure 4-13 : Position des capteurs AE selon les types de spécimens

Les tripodes sont collés sur la surface de béton par le biais de la colle X60: une colle bi-composant à durcissement rapide.

4.3.1.3.2 Calibrage

Les capteurs acoustiques demandent un processus de vérification / calibrage afin de pouvoir donner du sens aux valeurs mesurées. Il faut que leur montage permette une bonne réception des ondes, et que la disposition qu'ils ont entre eux leur permette de voir les mêmes événements. Différents tests sont alors faits, selon les recommandations du fabricant. Le système utilisé dans ce projet est développé par *Vallen Acoustique Emission* et contient 8 capteurs VS-150M avec préamplificateur EP5 à 34 dB, ainsi qu'un boitier d'acquisition à 8 canaux.

4.3.1.3.2.1 Test de Hsu Nielsen

Ce test consiste à venir casser une mine de critérium trois fois de suite avec un angle de 30° sur la surface du spécimen. L'amplitude du signal affiché par chaque capteur doit être sensiblement constante. Ce test permet de détecter une mauvaise mise en place des capteurs sur la surface du béton. La Figure 4-14 montre un test de répétabilité réalisé sur 4 canaux. L'objectif est d'obtenir une variation de 5-6 dB max entre chaque essai afin de valider dans un premier temps le montage.

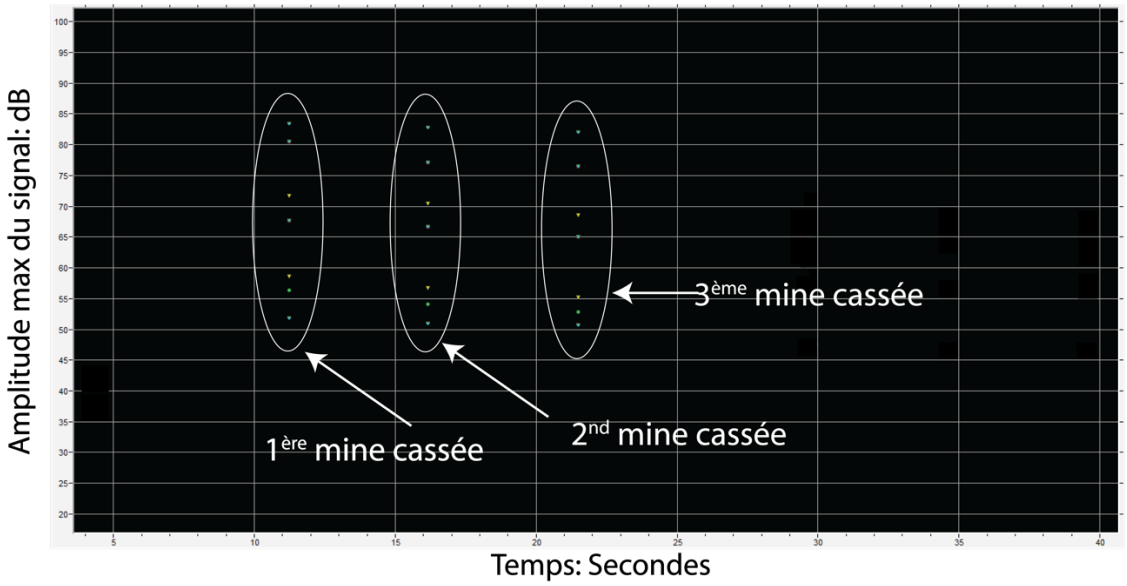


Figure 4-14 : Test de répétabilité pour 4 canaux. Béton A38

4.3.1.3.2.2 Test de bruit

L'acquisition d'une onde est conditionnée par le paramètre de seuil. Comme représenté à la Figure 2-10 le signal est enregistré lorsque son amplitude dépasse la valeur de seuil. Cependant 2 types de seuil peuvent se définir :

- Un seuil flottant : Le niveau du seuil change en fonction de l'évaluation du bruit RMS.
- Un seuil fixe : Le seuil est fixe, et tout signal dépassant ce seuil sera enregistré.

Dans le cadre de ce projet, un seuil fixe est choisi en raison du risque de bruit ponctuel dans le laboratoire. D'autre part, l'intérêt est d'obtenir des valeurs qui sont comparables entre les spécimens, et à ce titre, un seuil fixe et unique pour tous est préférable.

Pour choisir le seuil, il est nécessaire d'effectuer une étude de bruit sur plusieurs minutes dans les conditions de l'essai. Ainsi le seuil des capteurs est réglé au plus bas (15,7dB), et l'acquisition se fait pendant 2-3 minutes. Par la suite une valeur située au moins +6dB au-delà de la valeur maximale du bruit est sélectionnée. La Figure 4-15 montre un enregistrement typique du bruit réalisé dans le laboratoire des Structures. Conformément à cet enregistrement, le niveau maximal de bruit se situerait autour de 25 dB, avec des bruits ponctuels qui dépassent 30 dB.

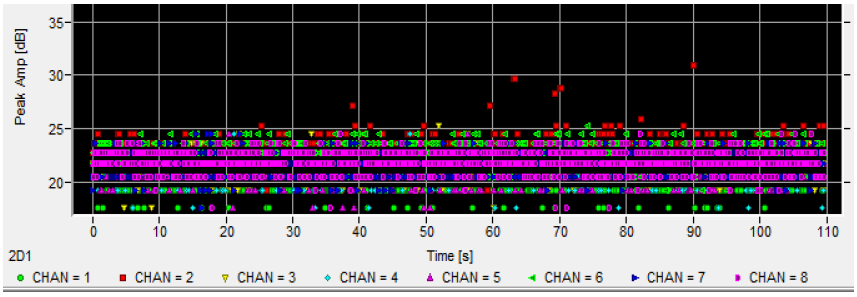
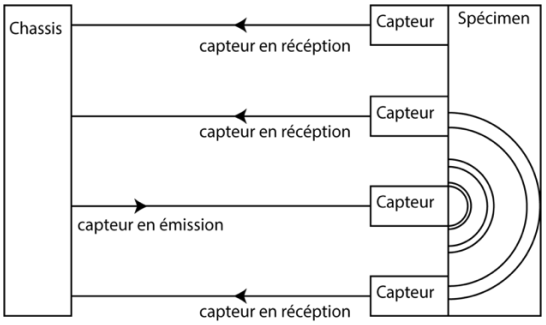


Figure 4-15 : Amplitude du bruit J1-1 A76-1

La valeur du seuil prise dans ce projet est de 40 dB et correspond à une valeur légèrement supérieure à ce qu'on trouve dans la plupart des références (Muralidara et al. 2010, Ohtsu et al. 2015, Ohno et al. 2014). Cette valeur nécessite cependant d'être vérifiée avec le couplage des capteurs entre eux. En effet, le seuil a une influence sur la qualité du couplage en raison du filtrage qu'il réalise sur les signaux qui rebondissent dans la masse du spécimen, ainsi qu'à ses appuis.

4.3.1.3.2.3 Couplage des capteurs

Ce test permet de vérifier le bon couplage entre les capteurs, en considérant la valeur de seuil trouvée précédemment. Ce test doit normalement s'effectuer avant et après chaque essai afin de rendre compte de la pertinence des données obtenues. Le test de couplage fonctionne sur le principe suivant : À tour de rôle, chaque récepteur devient émetteur, et envoie 8 pulsations. Le signal est récupéré par les autres capteurs, et les matrices de temps et d'amplitudes sont construites. Elles doivent être symétriques à 3-4 % près. Le principe de ce test ainsi qu'un exemple de matrice de temps sont donnés à la Figure 4-16:



(a) Schéma de principe du Pulsar

	1	2	3	4	5	6	7	8
1	0,0	156,5	66,0	229,8	247,2	106,1	269,3	161,7
2	157,6	0,0	137,8	63,5	108,0	212,4	109,9	250,1
3	66,0	139,7	0,0	138,0	212,6	103,9	158,9	101,6
4	251,6	63,4	138,0	0,0	177,9	222,9	100,0	183,3
5	247,6	108,0	212,5	180,1	0,0	140,8	64,2	223,9
6	106,2	214,8	104,0	250,1	140,8	0,0	164,9	66,1
7	271,4	109,8	158,9	100,0	64,2	165,0	0,0	132,1
8	161,7	250,9	101,6	186,0	225,2	66,0	136,8	0,0

(b) Matrice des temps moyens (µs) d'arrivée du signal. J1-1 A76-2

Figure 4-16 : Test de pulsar pour le couplage des capteurs

La matrice obtenue permet de déterminer les caractéristiques de vitesse et d'atténuation. Pour obtenir la vitesse, il suffit de construire la matrice des distances et d'utiliser la formule (2-13). Comme indiqué sur les tableaux suivants :

Tableau 4-1 : Position des capteurs (mm) pour un spécimen granulat 76mm

Positions	x	y	z
Capteur 1	120	110	0
Capteur 2	480	220	0
Capteur 3	120	330	0
Capteur 4	480	440	0
Capteur 5	480	110	-400
Capteur 6	120	220	-400
Capteur 7	480	330	-400
Capteur 8	120	480	-400

Tableau 4-2 : Matrice des distances entre les capteurs (mm)

Distances	Capteur 1	Capteur 2	Capteur 3	Capteur 4	Capteur 5	Capteur 6	Capteur 7	Capteur 8
Capteur 1	0	376,4306045	220	488,364618	538,144962	414,84937	581,3776741	544,885309
Capteur 2	376,4306045	0	376,430604	220	414,84937	538,144962	414,8493703	597,6621119
Capteur 3	220	376,4306045	0	376,430604	581,377674	414,84937	538,1449619	427,2001873
Capteur 4	488,3646179	220	376,430604	0	518,555686	581,377674	414,8493703	539,6295025
Capteur 5	538,1449619	414,8493703	581,377674	518,555686	0	376,430604	220	516,23638
Capteur 6	414,8493703	538,1449619	414,84937	581,377674	376,430604	0	376,4306045	260
Capteur 7	581,3776741	414,8493703	538,144962	414,84937	220	376,430604	0	390
Capteur 8	544,885309	597,6621119	427,200187	539,629503	516,23638	260	390	0

Tableau 4-3 : Matrice des temps issue du logiciel Vallen (µs)

Delta T	Capteur 1	Capteur 2	Capteur 3	Capteur 4	Capteur 5	Capteur 6	Capteur 7	Capteur 8
Capteur 1	0	132,4	70,9	214,4	161,2	109,7	159,2	132,5
Capteur 2	132,4	0	151,7	75,3	107	206,3	102	170,1
Capteur 3	71	151,7	0	152,2	209,9	107,4	153,3	101,1
Capteur 4	209,9	75,3	152,2	0	145,4	241,9	98,7	171,9
Capteur 5	160,7	107,2	212,5	145,4	0	151,9	73,9	208
Capteur 6	109,7	191,4	107,5	242	154,6	0	158,9	65,7
Capteur 7	161,7	102	153,1	98,6	73,7	158,9	0	120
Capteur 8	132,6	170,2	101,2	170,7	207,3	65,7	121,9	0

Tableau 4-4 : Matrice des vitesses (m/s)

Delta T	Capteur 1	Capteur 2	Capteur 3	Capteur 4	Capteur 5	Capteur 6	Capteur 7	Capteur 8
Capteur 1	0	2843,131454	3102,961918	2277,820046	3338,36825	3781,671561	3651,869812	4112,341955
Capteur 2	2843,131454	0	2481,414664	2921,646746	3877,096918	2608,555317	4067,150689	3513,592663
Capteur 3	3098,591549	2481,414664	0	2473,262842	2769,78406	3862,657079	3510,404187	4225,52114
Capteur 4	2326,65373	2921,646746	2473,262842	0	3566,407748	2403,380216	4203,13445	3139,205948
Capteur 5	3348,755208	3869,863528	2735,894937	3566,407748	0	2478,147495	2976,99594	2481,905673
Capteur 6	3781,671561	2811,62467	3859,063909	2402,387083	2434,868076	0	2368,978002	3957,38204
Capteur 7	3595,40924	4067,150689	3514,989954	4207,397264	2985,074627	2368,978002	0	3250
Capteur 8	4109,240641	3511,528272	4221,345724	3161,27418	2490,286445	3957,38204	3199,343724	0

Afin d'obtenir la vitesse dans le béton, le calcul se fait avec les capteurs qui sont opposés. De ce fait nous obtenons la valeur de la vitesse pour une onde traversant le spécimen dans sa profondeur :

Tableau 4-5 : Vitesse de l'onde dans le béton A76

	1&6	2&5	4&7	3&8	Moyenne
Vitesse (m/s)	3782	3874	4205,3	4223	4021

4.3.2 Essai de flexion trois points

Cifuentes et al. 2013 décrivent un pilotage par l'ouverture de la fissure afin de caractériser de manière quasi-statique le béton. Cependant pour des raisons de stabilité de l'essai, le pilotage direct par un clip-gage au niveau du CMOD n'est pas envisageable. Il a été décidé pour cet essai d'installer une double instrumentation : celle du CMOD, et celle de la flèche, et trouver par la suite la loi entre les deux.

4.3.2.1 Mesure de flèche

Comme représenté sur la Figure 4-6, un système de mesure doit être mis en place afin d'obtenir la flèche de la poutre. Ce système doit pouvoir venir se fixer sur l'axe neutre de la poutre, et doit autoriser la rotation et la translation de sa partie horizontale où est fixé le LVDT. Ce système n'existe pas pour les dimensions des poutre RILEM au laboratoire, il a donc été nécessaire de le concevoir en s'inspirant de celui plus petit présent au laboratoire, et de le fabriquer dans le cadre de cette maîtrise. À ce titre, la Figure 4-17 décrit le schéma de principe de ce système.

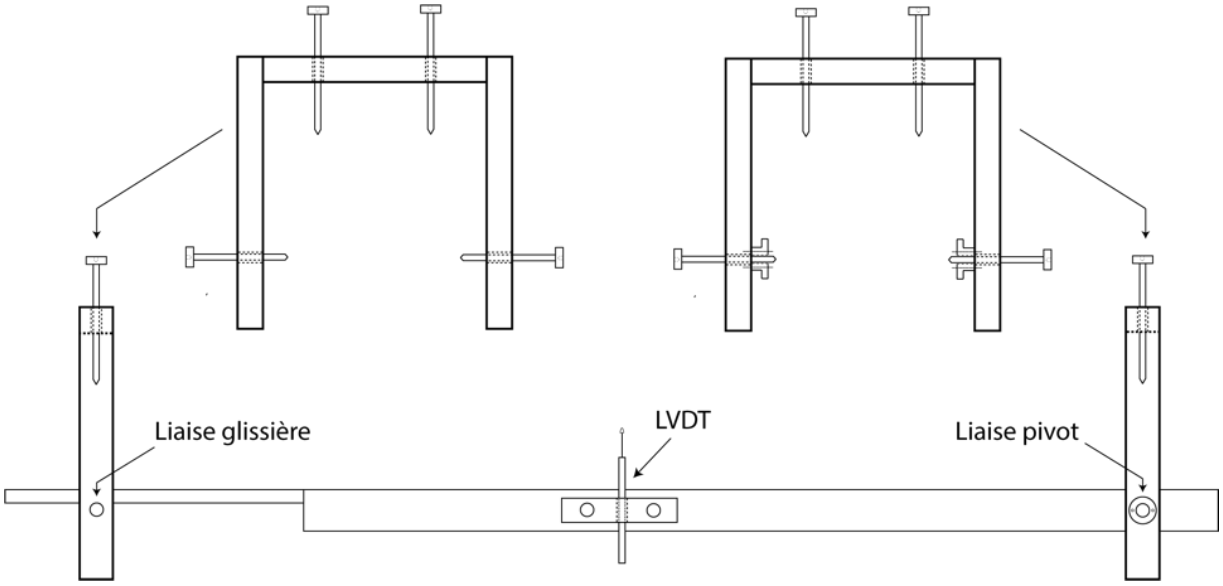


Figure 4-17 : Schéma de principe du système de mesure de flèche

Le système une fois fabriqué et installé est montré sur les Figure 4-18 (a) et (b).



(a) Système de mesure de flèche seul (b) Système de mesure de flèche en place sur la

Figure 4-18 : Système de mesure de flèche

4.3.2.2 Clip gage

Afin de pouvoir déterminer la loi d'ouverture CMOD-Flèche, la mise en place d'un clip gage est nécessaire. Pour cela, des plaques en métal sont collées à l'intérieur de l'entaille afin d'aller chercher le CMOD, et sur ces plaques de métal sont réalisées des entailles permettant de venir insérer en butée le CMOD, maintenu par des élastiques. La colle utilisée est la X60. Et le montage final est représenté sur la Figure 4-19 ci-dessous :



Figure 4-19 : Clip gage en place sur la poutre RILEM 1

4.4 Campagne expérimentale

4.4.1 Essai de fendage

La réussite de la campagne expérimentale repose sur la stabilité du test, l'acquisition complète des données de fissuration, et la répétabilité de l'expérience. En effet, comme indiqué au Tableau 3-4, ce projet a pour but de caractériser immédiatement 7 spécimens A76, 7 spécimens A38, 6 spécimens B76 et 6 spécimens B38. Ainsi apparait l'importance d'établir un protocole afin d'assurer une certaine uniformité entre les essais. D'autre part, en raison du changement de plaque de support, il est défini l'ordre suivant des tests :

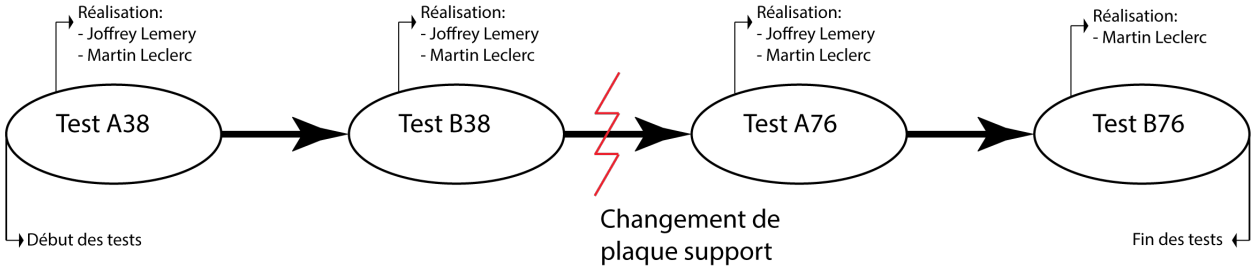


Figure 4-20 : Ordre de tests de fendage avec les opérateurs en charge

Le protocole pour le béton aux granulats de 38 mm est présenté graphiquement dans la Figure 4-21 pour les étapes clefs, et sous forme d'algorithme. De plus, le protocole d'utilisation du système acoustique est décrit en Annexe H.

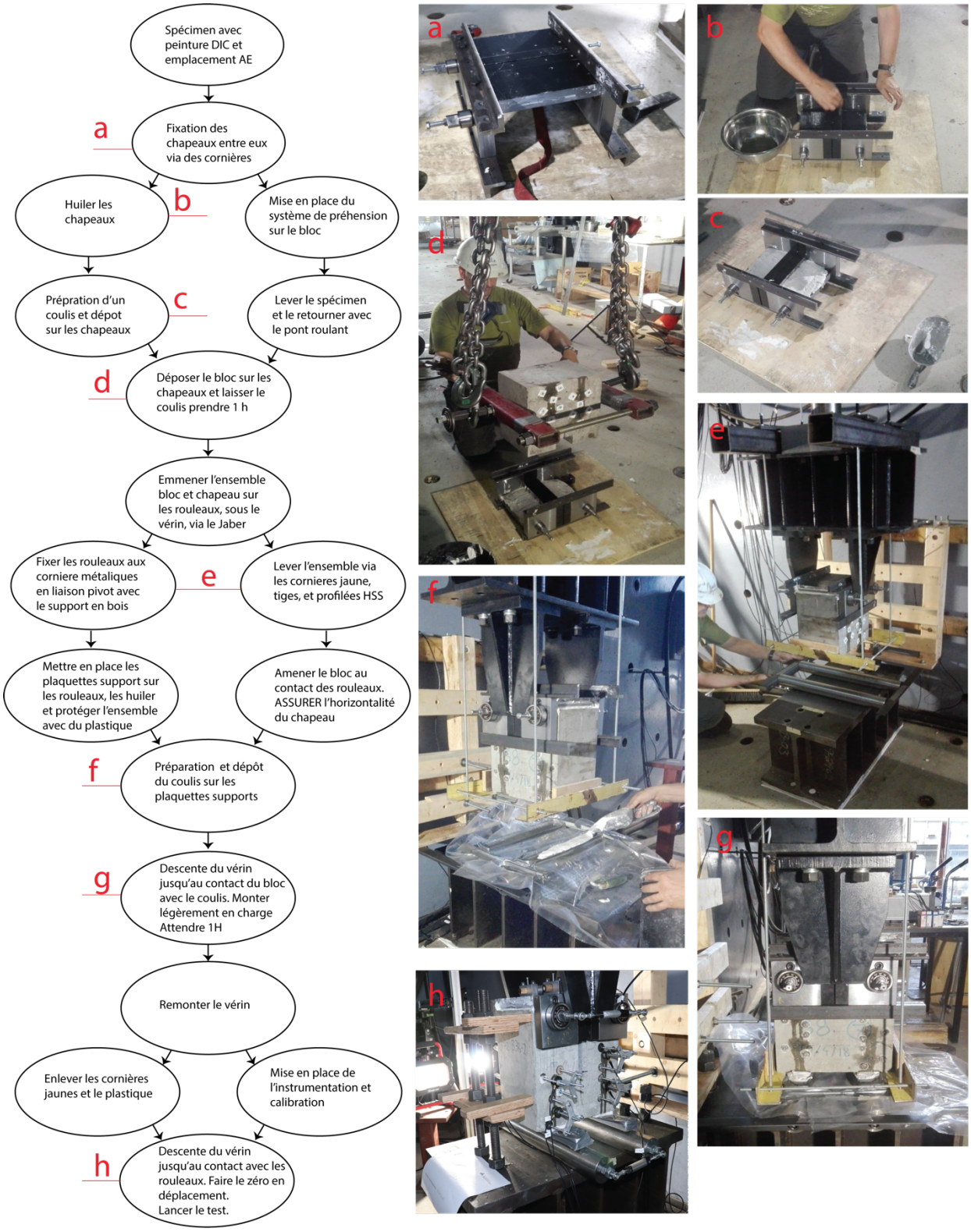


Figure 4-21 : Protocole expérimental illustré pour test de fendage pour bloc WST 38 mm

De la même manière, le protocole pour bloc au granulat de 76mm est présenté ci-dessous.

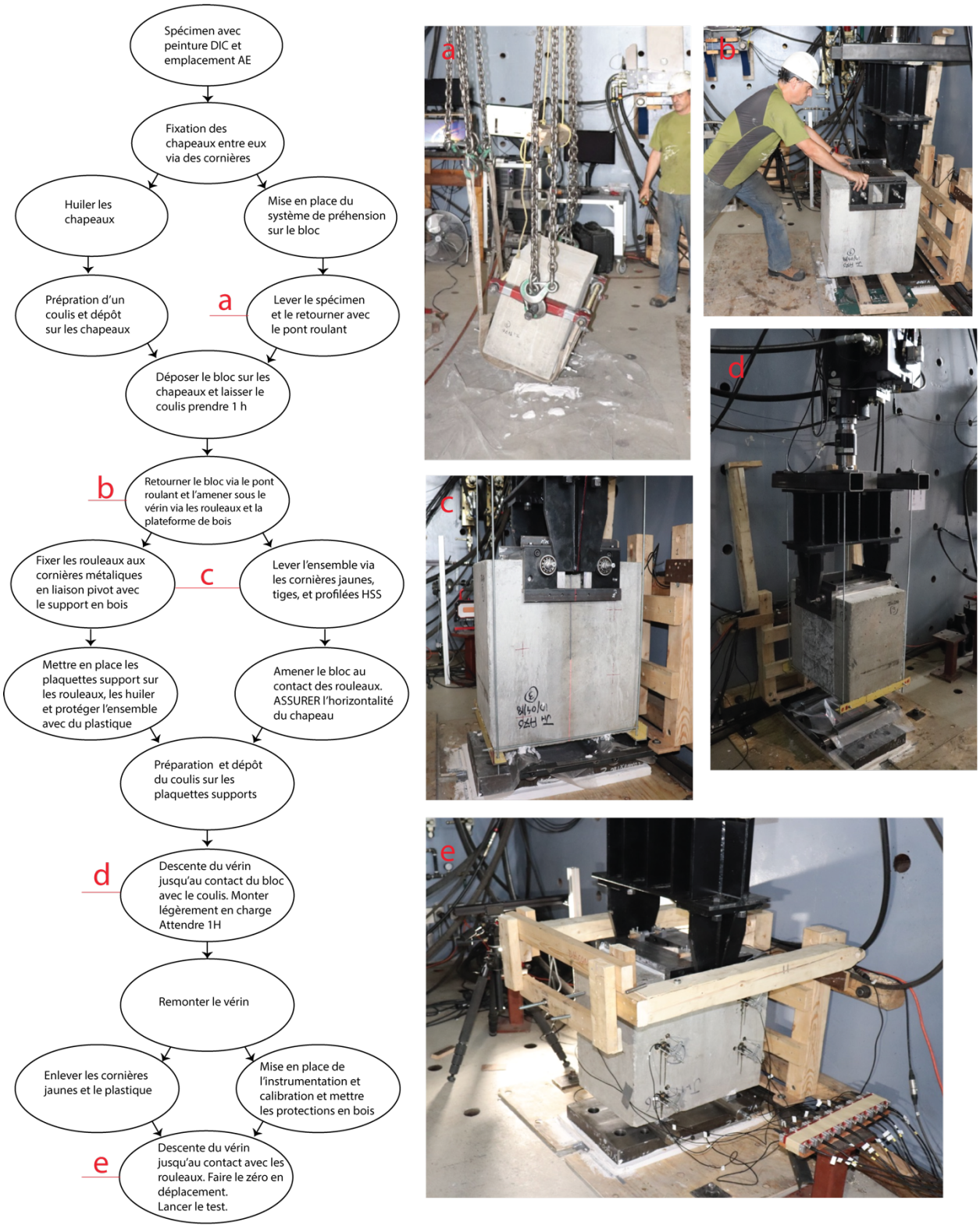


Figure 4-22 : Protocole expérimental illustré pour test de fendage pour bloc WST 76 mm

4.4.2 Essai de flexion 3 points

4.4.2.1 Montage de la poutre

Afin d'effectuer le montage de la même manière pour les trois poutres RILEM, le protocole suivant est suivi. À l'instar de la section précédente, il est sous forme graphique pour plus de lisibilité.

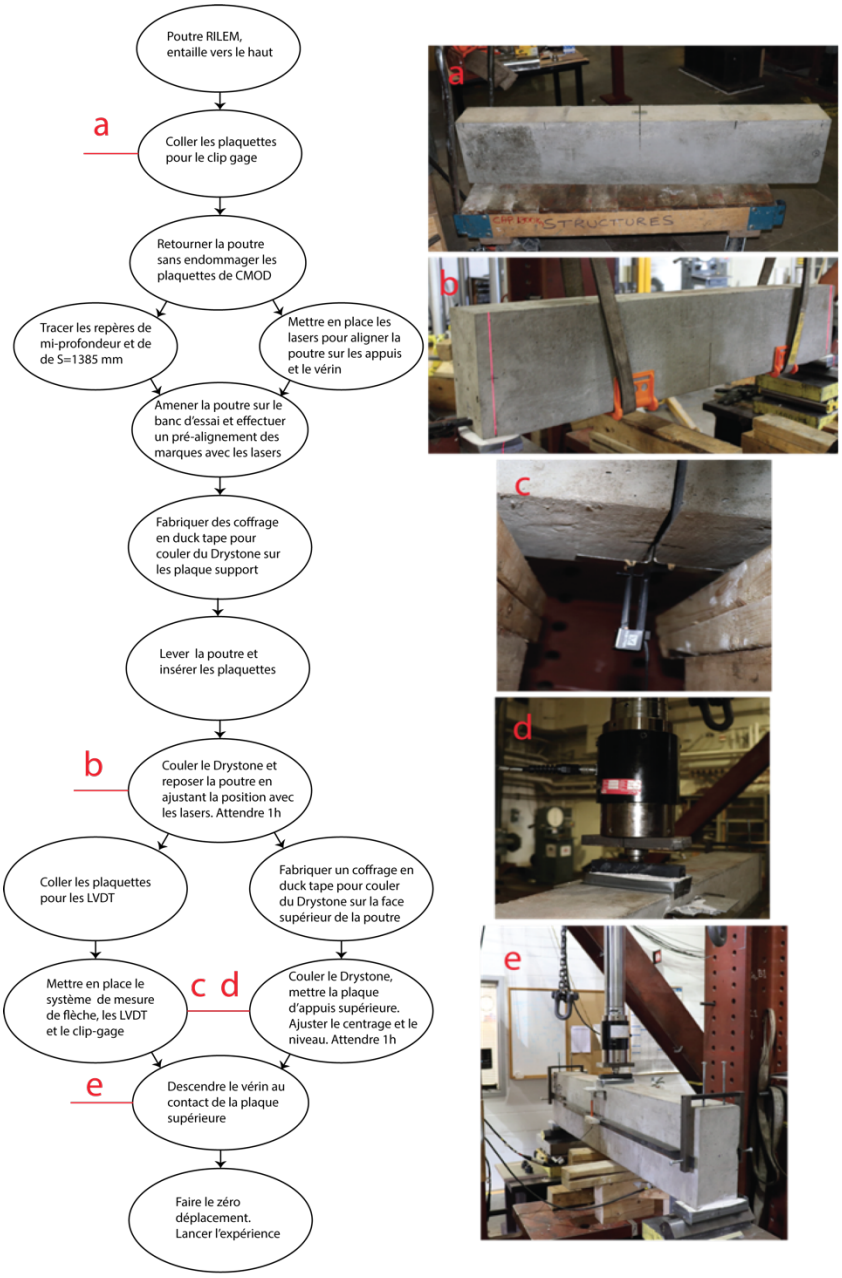


Figure 4-23 : Protocole expérimental illustré pour test de flexion trois points

4.4.2.2 Loi de comportement Flèche-CMOD

Comme mentionné à la section 4.3.2, le contrôle par le CMOD est impossible pour des raisons de stabilité et de sécurité. Il est donc nécessaire de piloter par la flèche. Afin de respecter les taux de chargement de la littérature et du RILEM, nous déterminons la loi de comportement Flèche-CMOD. Ces tests se font dans le domaine élastique afin de ne pas détériorer prématurément la poutre RILEM. La force maximale à ne pas dépasser est déterminée selon :

$$Pmax \leq \frac{\sigma * b * h^3}{6 * y * S} = 284{,}3\ N,\ \ avec\ \sigma \leq 0{,}7\ MPa\ et\ h = 150mm\ (Hauteur\ fissurable)$$

Comme le coefficient $\sigma \leq 0{,}7\ MPa$ est pris pour être conservateur, on choisit $Pmax = 300N$

Tableau 4-6: Protocole expérimental de détermination de la relation Flèche-CMOD essais TPBT

Préparation du spécimen	1.	Vérifier le centrage du spécimen et du vérin par laser
	2.	Barrer les rouleaux des appuis inférieurs
	3.	Mise en route de l'hydraulique
	4.	Fabriquer un coffrage de Duck-tape sur la surface supérieure de la poutre
	5.	Étaler le Drystone de manière égale
	6.	Insérer l'appuis supérieur sur le Drystone et régler le niveau
	7.	Laisser sécher 1 heure
	8.	Insérer la cellule de charge sur la plaque d'appuis supérieure, de manière centrée
	9.	Brancher la cellule de charge, les capteurs LVDT et le clip gage
	10.	Débarrer les rouleaux des appuis inférieurs
Cycle 1	11.	Descendre le vérin jusqu'au quasi contact de la cellule de charge du vérin
	12..	Lancer l'expérience avec un taux de 0,001 mm/min
	13	Arrêter l'expérience à 300 Newton
	14.	Décharger totalement
Cycle 2	15.	Répéter le cycle 1
Cycle 3	16.	Répéter le cycle 1
Cycle 4	17.	Répéter le cycle 1

Les résultats obtenus sont présentés sur la Figure 4-24 ci-dessous :

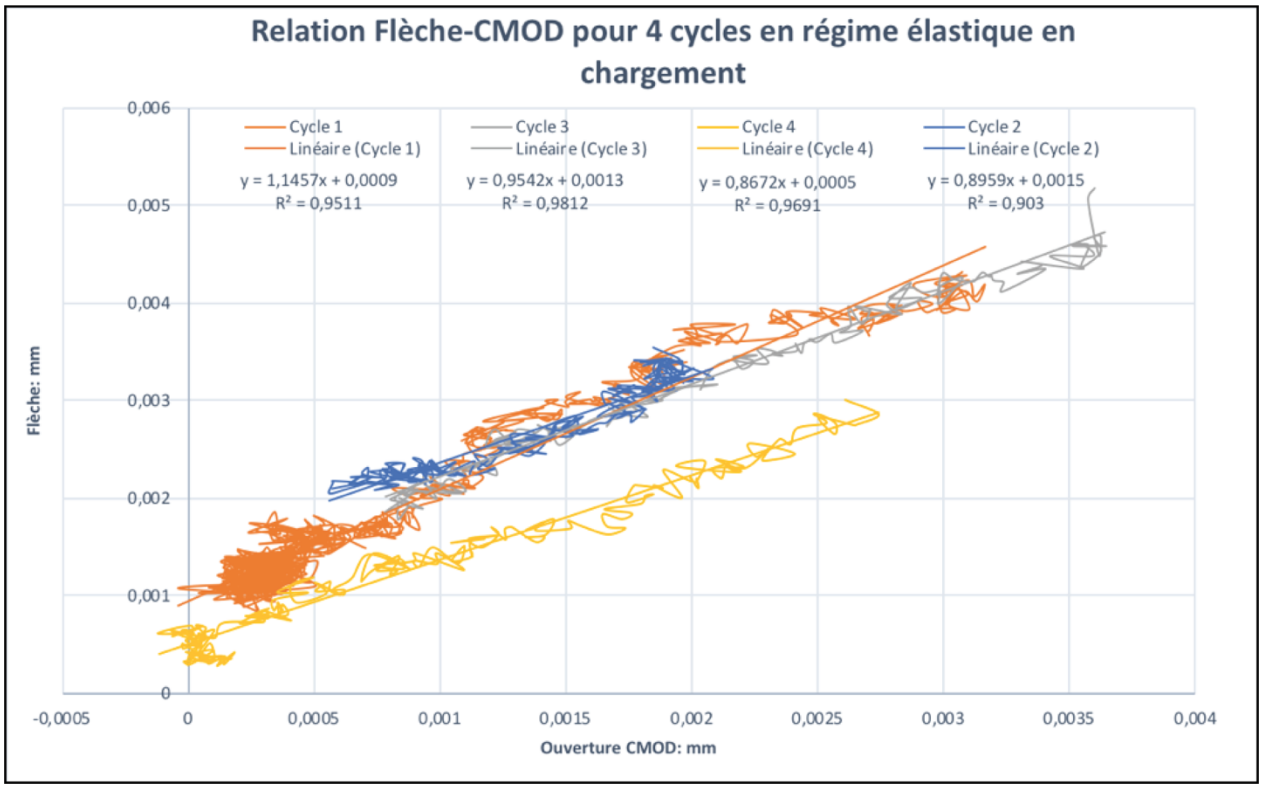


Figure 4-24 : Relation Flèche- CMOD en chargement, pour 4 cycles

Ainsi la moyenne des coefficients directeurs donne une relation d'environ 1 pour 1. Comme le RILEM 50-FMC ne donne pas d'indication numérique stricte sur le taux de chargement, nous considérons des ordres de grandeur pour l'ouverture du CMOD présents dans la littérature (Saliba et al. 2014) compris entre 0,003 mm/min et 0,06 mm/min, et choisissons un CMOD de 0,005mm/min afin de maximiser la stabilité. Par la relation précédente, le taux de chargement rapporté à la flèche sera de 0,005mm/min.

4.4.3 Suivi des expériences

Afin d'assurer le suivi des expériences, ainsi que d'avoir un historique sur les procédés mis en œuvre, une feuille de suivi est complétée à chaque expérience. Les feuilles de suivi pour les expériences sur du béton de granulat 38 mm et pour celui à 76 mm sont respectivement les Tableau 4-7 et Tableau 4-8. Une dernière colonne n'est pas représentée ici, celle des commentaires liés au montage.

Tableau 4-7 : Suivi des tests pour le béton au granulat 38 mm

Ident.	Formule	Type Essai*	Dimensions (mm) (H*L*l)	a/D	Batch correspondant	Essais expérimentaux				
						Date de l'essai (AA/MM/JJ))	Taux de chargement	Écoute acoustique	DIC	Fissure centrée
J1-1 A38 1	A38	WS	300*300*200	0,1	1	18-07-05	0.0005mm/s 0.0015 mm/s : à partir de 1.78mm (1.9 kN). Stoppé avant 8mm	Oui	Oui	Non (fissuré à 45°) côté Ouest
J1-1 A38 2	A38	WS	300*300*200	0,5	1	18-07-09	Taux variable : 0,0005mm/s, puis 0,001mm/s, puis 0,0015mm/s, puis 0,002mm/s, puis 0,0025mm/s, puis 0,003mm/s + 0,0035 mm/s. Voir commande pour l'instant de changement de taux de chargement.	Oui	Oui	Oui
J1-1 A38 3	A38	WS	300*300*200	0,1	1	18-07-11	Taux fixe à 0,0005 mm/s.	Oui	Oui	Oui
J1-1 A38 4	A38	WS	300*300*200	0,5	1	18-07-16	Taux fixe à 0,0005 mm/s.	Oui	Oui	Oui
J1-1 A38 5	A38	WS	300*300*200	0,1	1	18-07-23	Taux fixe à 0,0005 mm/s.	Oui	Oui	Oui
J1-1 A38 6	A38	WS	300*300*200	0,5	1	18-07-19	Taux fixe à 0,0005 mm/s.	Oui	Oui	Légèrement décalée côté Est
J1-1 A38 7	A38	WS	300*300*200	0,1	1	29-06-18	0,001 -> 0,003 mm/s	Oui	Non	Oui
J1-1 A38 RILEM 1	A38	TPBT	1450*300*150	0,5	1	18-07-24	Taux fixe en flèche de 0,005 mm/min	Non	Non	Légèrement décalée côté Nord
J1-1 A38 RILEM 2	A38	TPBT	1450*300*150	0,5	1	18-07-25	Taux fixe en flèche de 0,005 mm/min	Non	Non	Légèrement décalée côté Sud
J1-1 A38 RILEM 3	A38	TPBT	1450*300*150	0,5	1	18-07-26	Taux fixe en flèche de 0,005 mm/min	Non	Non	Légèrement décalée côté Sud
J1-2 B38 1	B38	WS	300*300*200	0,1	4	18-07-24	Taux fixe à 0,0005 mm/s.	Oui	Oui	Non
J1-2 B38 2	B38	WS	300*300*200	0,5	4	18-07-20	Taux fixe à 0,0005 mm/s.	Oui	Oui	Oui
J1-2 B38 3	B38	WS	300*300*200	0,1	4	18-07-25	Taux fixe à 0,0005 mm/s.	Oui	Oui	Non
J1-2 B38 4	B38	WS	300*300*200	0,5	4	18-07-26	Taux fixe à 0,0005 mm/s.	Oui	Oui	Oui
J1-2 B38 5	B38	WS	300*300*200	0,1	4	18-07-17	Taux fixe à 0,0005 mm/s.	Oui	Oui	Non
J1-2 B38 6	B38	WS	300*300*200	0,5	4	18-07-27	Taux fixe à 0,0005 mm/s.	Oui	Oui	Oui

Les test J1-1 A76 -7, J1-1 A76 -1, J1-1 A76 -2 ont été les premiers effectués. À partir de ceux-ci, les tests se sont déroulés la nuit, ce qui a permis d'avoir un taux de chargement fixe grâce au gain

de temps d'expérimentation. Ainsi, les taux de chargement des trois premiers tests est plus rapide en raison du manque de temps pour effectuer l'expérience durant la journée.

Tableau 4-8 : Suivi des tests pour le béton au granulat 76 mm

Ident.	Formule	Type Essai*	Dimensions (mm) (H*L*l)	a/D	Batch correspondant	Essais expérimentaux				
						Date de l'essai (AAAA/MM/JJ))	Taux de chargement	Écoute acoustique	DIC	Fissure centrée
J1-1 A76 1 (C1)	A76-V1	WS	600*600*400	0,5	2	18-08-28	Taux fixe à 0,0005 mm/s	Oui	Oui	Oui
J1-1 A76 2 (C2)	A76-V1	WS	600*600*400	0,1	2	18-09-04	Taux fixe à 0,0005 mm/s	Oui	Oui	Non
J1-1 A76 3 (C3)	A76-V1	WS	600*600*400	0,5	2	18-08-30	Taux fixe à 0,0005 mm/s	Oui	Oui	Oui
J1-1 A76 4 (C4)	A76-V1	WS	600*600*400	0,1	2	18-09-10	Taux fixe à 0,0005 mm/s	Oui	Oui	Oui
J1-1 A76 5 (D)	A76-V2	WS	600*600*400	0,1	3	18-09-06	Taux fixe à 0,0005 mm/s	Oui	Oui	Non. Décalé côté Est
J1-1 A76 6 (D)	A76-V2	WS	600*600*400	0,5	3	18-09-12	Taux fixe à 0,0005 mm/s	Oui	Oui	Légèrement décalée côté Est
J1-1 A76 7 (D)	A76-V2	WS	600*600*400	0,1	3	18-08-24	Taux fixe à 0,0005 mm/s	Oui	Oui	Légèrement décalée côté West
J1-2 B76 1 (D)	B76	WS	600*600*400	0,1	5	18-09-20	Taux fixe à 0,0005 mm/s	Oui	Oui	Oui
J1-2 B76 2 (D)	B76	WS	600*600*400	0,5	5	18-09-25	Taux fixe à 0,0005 mm/s	Oui	Oui	Oui
J1-2 B76 3 (D)	B76	WS	600*600*400	0,1	5	18-09-27	Taux fixe à 0,0005 mm/s	Oui	Oui	Oui
J2 B76 4 (C1)	B76	WS	600*600*400	0,5	6	18-10-02	Taux fixe à 0,0005 mm/s	Oui	Oui	Oui
J2 B76 5 (C2)	B76	WS	600*600*400	0,1	6	18-10-04	Taux fixe à 0,0005 mm/s	Oui	Oui	Oui
J2 B76 6 (C3)	B76	WS	600*600*400	0,5	6	18-09-18	Taux fixe à 0,0005 mm/s	Oui	Oui	Oui

- L'indication (D), signifie que la formulation des carottes est identique aux spécimens testés
- L'indication (Ci), signifie que la formulation des carottes diffère des spécimens testés, en raison d'erreur de manipulation lors des coulées. Ainsi, il faudra extraire des carottes de ces spécimens (dans le sens de la hauteur) afin de pouvoir les caractériser.

CHAPITRE 5 ANALYSE DES RÉSULTATS

Dans cette section, on s'intéresse à l'analyse et l'interprétation des résultats des tests expérimentaux de caractérisation (éprouvettes carottées des dalles ou spécimens), de fendage ou WST et de flexion trois points ou RILEM. L'analyse de toutes les données (Force/déplacement, DIC, acoustique, calorimétrie, retrait...) est en dehors de la portée de cette maîtrise et sera complété dans les projets futurs. Les objectifs principaux de cette section sont donc la caractérisation de l'énergie de fissuration des 2 mélanges (A76, A38) en utilisant la méthode SBEM, la comparaison par rapport à l'essai RILEM, l'étude de l'effet de la taille des granulats et du surdosage en alcalis ainsi que la mise en évidence de l'effet d'échelle pour les bétons des ouvrages hydrauliques.

5.1 Essais de caractérisation

Les tests de caractérisations furent effectués au même moment que les tests des spécimens correspondants. Le Tableau 5-1 présente les résultats obtenus à la suite de la batterie de tests de caractérisation. Ainsi, dans le Tableau 5-1 sont indiqués la résistance à la compression (f_c'), le module d'élasticité (E), le coefficient de poisson (υ), la résistance en traction indirecte (f_{sp}), et la date d'échéance par rapport à l'instant de coulée des spécimens. Pour rappel, les formulations furent établies par Hydro-Québec afin d'obtenir une résistance à la compression de 25 MPa à 28 jours, et 30 MPa à 90 jour.

Lors des tests, la carotte J1-1A76-1 a été brisée. Ainsi elle n'apparaît pas dans les résultats. On remarque que la carotte J1-2 B38 Dalle 2 carotte 2 possède une résistance à la compression bien plus faible que les autres. Plusieurs explications sont à envisager tel que la présence d'un granulat de grande taille exactement dans un plan parallèle à l'axe de la carotte, une erreur de manipulation lors du test, ou un endommagement lors du carottage ou du rapatriement.

Tableau 5-1: Résultats des essais de caractérisation

Identification	Date coulée	Date essais	Échéance	Taille granulats	Pourcentage d'air	Résistance en compression	Module d'élasticité	Coefficient de poison	Résistance à la traction transversale
-	(AA-MM-JJ)	(AA-MM-JJ)	Jours	mm	%	f'c (MPa)	E (MPa)	v	f_{sp} (MPa)
J1-1 A38 Dalle 1 crt 5	18-04-10	18-07-03	84	38	8,00%	19,5	-	-	-
J1-1 A38 Dalle 1 crt 4	18-04-10	18-07-03	84	38	8,00%	20,8	-	-	-
J1-1 A38 Dalle 1 crt 3	18-04-10	18-07-03	84	38	8,00%	20,5	-	-	-
J1-1 A38 Dalle 1 crt 6	18-04-10	18-07-03	84	38	8,00%	20,6	25434	0,27	-
J1-1 A38 Dalle 1 crt 1	18-04-10	18-07-04	85	38	8,00%	-	-	-	1,97
J1-1 A38 Dalle 1 crt 2	18-04-10	18-07-04	85	38	8,00%	-	-	-	1,45
J1-2 B38 Dalle 1 crt 1	18-04-11	18-07-23	103	38	7,00%	20,6	-	-	-
J1-2 B38 Dalle 1 crt 2	18-04-11	18-07-23	103	38	7,00%	20,2	-	-	-
J1-2 B38 Dalle 2 crt 2	18-04-11	18-07-23	103	38	7,00%	12,9	-	-	-
J1-2 B38 Dalle 3 crt 2	18-04-11	18-07-30	110	38	7,00%	23,4	25560	0,252	-
J1-2 B38 Dalle 4 crt 1	18-04-11	18-08-02	113	38	7,00%	-	-	-	2,58
J1-1 A76 Dalle 1 crt 2	18-04-10	18-09-11	154	76	-	27,6	-	-	-
J1-1 A76 Dalle 1 crt 3	18-04-10	18-09-11	154	76	-	26,6	-	-	-
J1-1 A76 Dalle 1 crt 4	18-04-10	18-09-11	154	76	-	27,4	-	-	-
J1-1 A76 Dalle 1 crt 5	18-04-10	18-09-11	154	76	-	23,9	36436	0,242	-
C1 J1-1 A76 1	18-04-10	18-10-22	195	76	-	24,1	-	-	-
C2 J1-1 A76 2	18-04-10	18-10-22	195	76	-	24,2	-	-	-
C3 J1-1 A76 3	18-04-10	18-10-22	195	76	-	22,3	-	-	-
C4 J1-1 A76 4	18-04-10	18-10-22	195	76	-	29,1	35438	0,32	-
J1-2 B76 Dalle 1 crt 1	18-04-11	18-10-22	194	76	7,00%	21,7	-	-	-
J1-2 B76 Dalle 1 crt 2	18-04-11	18-10-22	194	76	7,00%	23,1	-	-	-
J1-2 B76 Dalle 2 crt 1	18-04-11	18-10-22	194	76	7,00%	30,1	-	-	-
J1-2 B76 Dalle 3 crt 2	18-04-11	18-10-22	194	76	7,00%	28,1	46633	0,266	-
C1 J2 B76 1	18-04-18	18-10-22	194	76	5,00%	18,9	-	-	-
C2 J2 B76 2	18-04-18	18-10-22	194	76	5,00%	25,7	-	-	-
C3 J2 B76 3	18-04-18	18-10-22	194	76	5,00%	32,2	31349	0,308	-

Ainsi, il est décidé de ne pas considérer ce test dans la détermination des propriétés moyennes du matériau. Le Tableau 5-2 indique la moyenne des résultats précèdent en fonction des différents mélanges.

Tableau 5-2 : Propriétés matériaux selon la formulation du béton

Ident.	Taille granulats	Déclinaison de la formulation	Échéances	Pourcentage d'air	Résistance en compression	Module d'élasticité	Coefficient de poisson	Résistance à la traction transversale	Coefficient variation f'c	Origine des carottes
-	mm	-	Jours	%	f'c (MPa)	E (MPa)	v	fsp (MPa)	%	-
A38	38	-	84	8,00%	20,3	25434	0,27	1,71	3,3 %	Dalles
B38	38	-	103	7,00%	20,4	25560	0,252	2,58	1,3 %	Dalles
A76	76	V1	195	-	23,5	35438	0,32	-	4,5 %	Spécimens
A76	76	V2	154	-	27,2	36436	0,242	-	2,0 %	Dalle
J1-2 B76	76	J1-2	194	7,00%	25	46633	0,266	-	18,0 %	Dalle
J2 B76	76	J2	194	5,00%	22,3	31349	0,308	-	21,5 %	Spécimens

L'analyse de ces résultats permet d'émettre les constats suivants :

- La valeur ciblée de 30 MPa comme résistance en compression ne semble pas atteignable pour tous les mélanges, même bien après 90 jours.
- Il y a une légère différence entre les propriétés des sous-mélanges V1 et V2 de A76. Cependant, sachant les deux méthodes de carottage différentes utilisées, cette différence n'est pas très surprenante.
- Le rajout artificiel d'alcalins dans le mélange de béton ne semble pas altérer significativement la résistance en compression pour les deux types de granulats. Cependant, la mauvaise fissuration d'une grande partie des essais WST B76 par rapport aux A76 indique une altération de la résistance à la traction. À ce niveau, la valeur obtenue pour le mélange A38 semble un peu petite par rapport à la valeur attendue de ce genre d'essais (en général, proche de la moitié de la racine carrée de la résistance en compression).
- Les valeurs des coefficients de variation élevé sont à corréler avec la norme A23.2-14C. En effet la tailles des carottes pour les granulats 76mm ne respectent pas la condition sur le diamètre au moins 3 fois supérieur au plus gros granulat. Ainsi ces valeurs sont à considérer avec un certain recul, en particulier pour le module d'élasticité.

5.2 Essais WST

Cette section concerne l'ensemble des résultats obtenus par fendage. Cependant cette maîtrise ne porte que sur l'analyse de la série A. Bien que l'historique des spécimens de série B fut décrit le long de ce rapport et que les tests aient été réalisés, leurs données ne sont cependant pas interprétées dans ce mémoire.

5.2.1 Méthode d'analyse

5.2.1.1 Principe

Afin d'obtenir un regard sur la courbe d'adoucissement et sur l'énergie de fissuration, il convient d'expliquer la méthode de post-traitement utilisée. Pour obtenir l'énergie de fissuration, il est nécessaire de connaître la variation de déplacement au point d'application de la force, comme représenté sur la Figure 5-1.

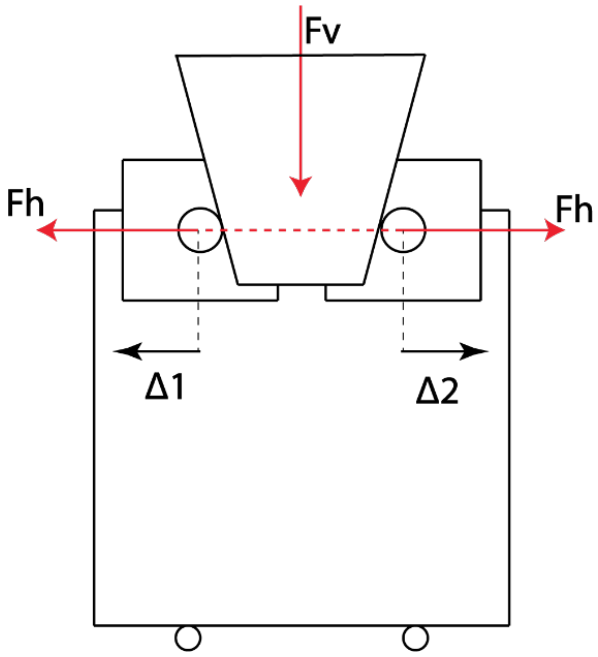


Figure 5-1 : Schéma de calcul associé au fendage

Il faut donc le déplacement $\Delta_{total} = \Delta_1 + \Delta_2$ afin de pouvoir calculer le travail associé à la fissuration. Le déplacement devrait donc être obtenu de la série des LVDT vis à vis de l'axe des roulements (Figure 4-8)

Cependant ce signal nécessite un examen et traitement supplémentaire. Comme les efforts reçus par les roulements sont importants et que le système ailleurs est rigide sans jeux, les résultats montrent une flexion locale induite par les axes (*shafts*) des roulements. Il a été jugé pertinent de filtrer l'effet de cette flexion parasite afin de ne pas induire des erreurs dans l'estimation de l'énergie de fissuration.

Mis à part les spécimens J1-1 A38 1-2-7, les taux de chargement sont constants. L'ouverture entre les axes des rouleaux doit donc normalement suivre un profil linéaire si aucune flexion n'intervient, vu que le signal de contrôle (ici par la moyenne des LVDT aux chapeaux) est linéaire. La Figure 5-2 montre qu'en début de l'expérience, la mise en charge des roulements engendre effectivement une flexion, représentée par la partie non linéaire. Cela correspond aux alentours de la charge de pic observée dans l'essai. On remarque que l'effet flexionnel s'estompe vers la fin de l'essai en raison de l'adoucissement en post-pic.

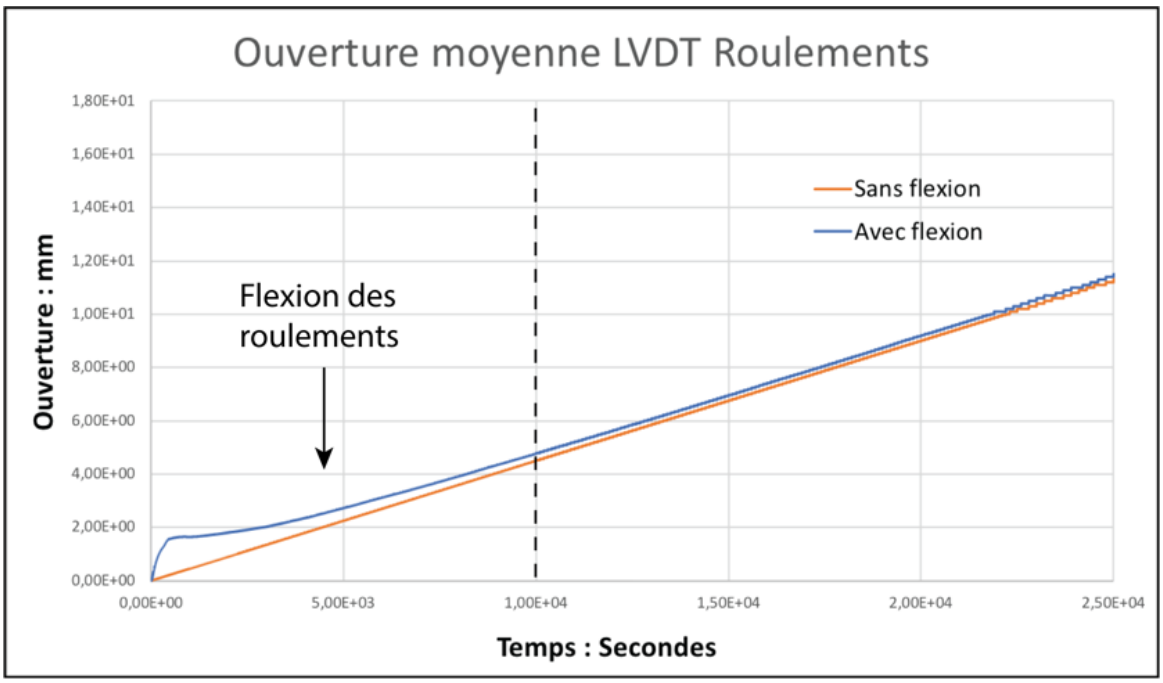
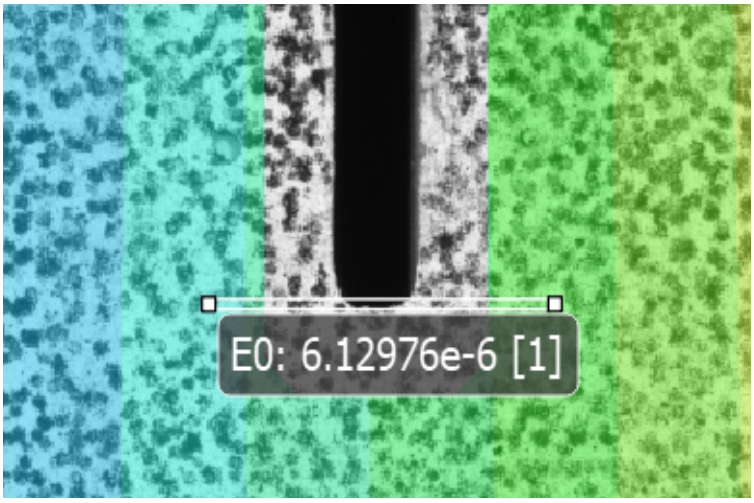


Figure 5-2 : Ouverture moyenne des LVDT roulements J1-1 A76-4

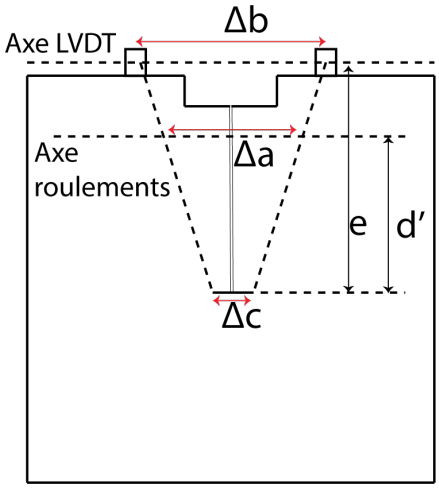
Afin de supprimer cette flexion, un second signal artificiel est créé. Ce signal est une copie du précèdent, auquel on contraint le point de début et de fin à zéro. Ainsi nous obtenons la flexion du roulement. Et la soustraction du signal d'ouverture totale par ce dernier permet d'obtenir l'ouverture pure, sans flexion. Ce signal est nommé par la suite « Ouverture axe roulements corrigée ». Il est important de voir que ce traitement de signal sur l'ouverture est possible sous la condition d'ouverture à taux de chargement constant. Par la suite, il convient de traiter le signal de force. En effet ce dernier est l'image de la cellule de charge du vérin, et est donc une force verticale. Le passage de la force descendante à la force horizontale se fait selon l'équation (2-15). L'intégrale du signal « Force Horizontale – Ouverture axe roulements corrigée » permet d'obtenir la valeur du travail pour la fissuration. Conjointement au RILEM, l'énergie de fissuration se déduit ensuite par la division de ce travail par la surface fissurée.

Concernant les spécimens J1-1 A38 1-2-7, le filtrage de l'ouverture des roulements n'est pas possible en raison du taux non constant. Il faut donc avoir recours aux données DIC couplées aux données des LVDT de chapeaux, représentées à la Figure 4-8 (b). En effet, par reconstruction géométrique il est possible de retrouver l'ouverture de l'axe des vérins. À ce titre, un extensomètre est placé au niveau du CMOD comme représenté sur la Figure 5-3 (a). Le signal au niveau de l'axe des roulements est reconstruit en combinant l'ouverture du CMOD et l'ouverture chapeau. Pour cela, nous utilisons le schéma de principe Figure 5-3 (b), et Δa s'écrit :

$$\Delta a = \Delta c + (\Delta b - \Delta c) * d'/e \tag{5-1}$$



(a) Extensomètre numérique au CMOD



(b) Schéma de reconstruction géométrique

Figure 5-3 : Reconstruction géométrique

Δa : L'ouverture obtenue dans l'axe des roulements, Δb : L'ouverture obtenue par le LVDT de chapeaux, Δc : L'ouverture obtenue par DIC au CMOD

Afin de valider cette méthode nous comparons les résultats obtenus par reconstruction géométrique avec les résultats obtenus par les mesures LVDT, sur le spécimen J1-1 A38-4 :

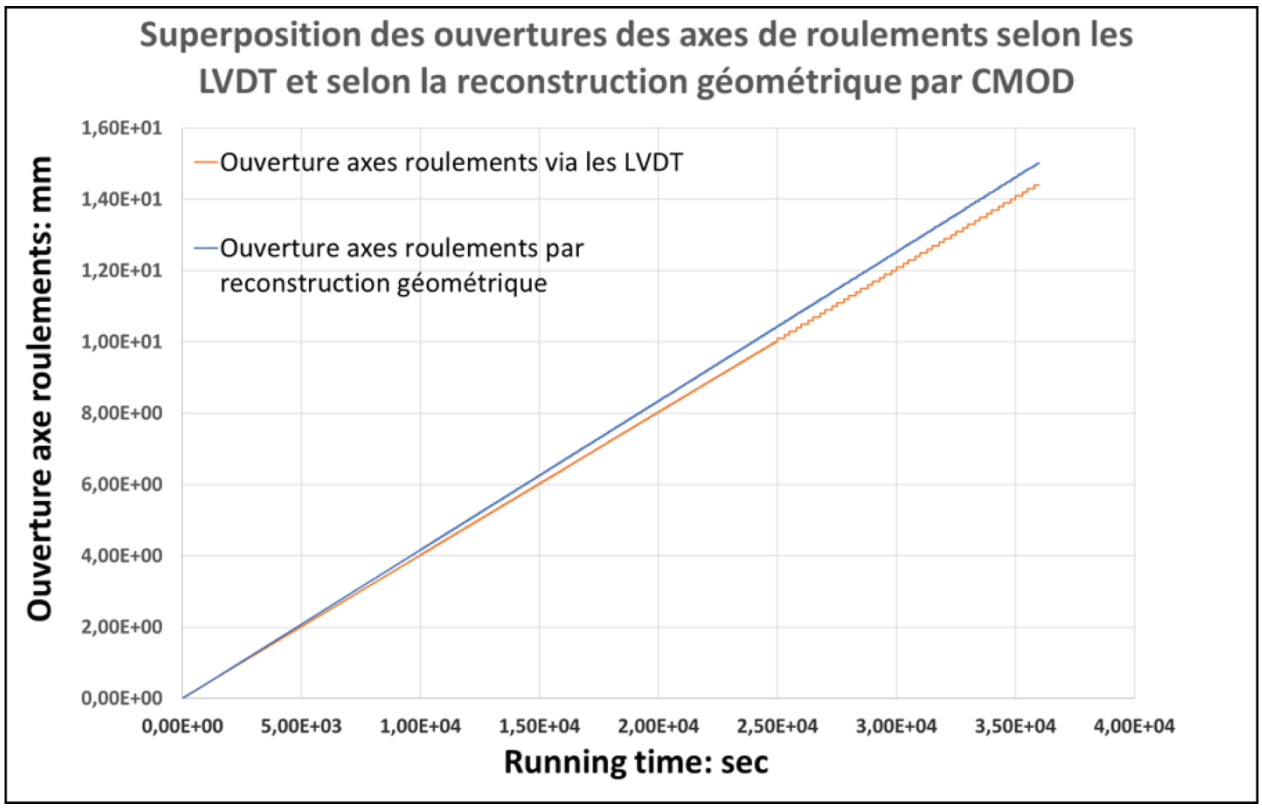
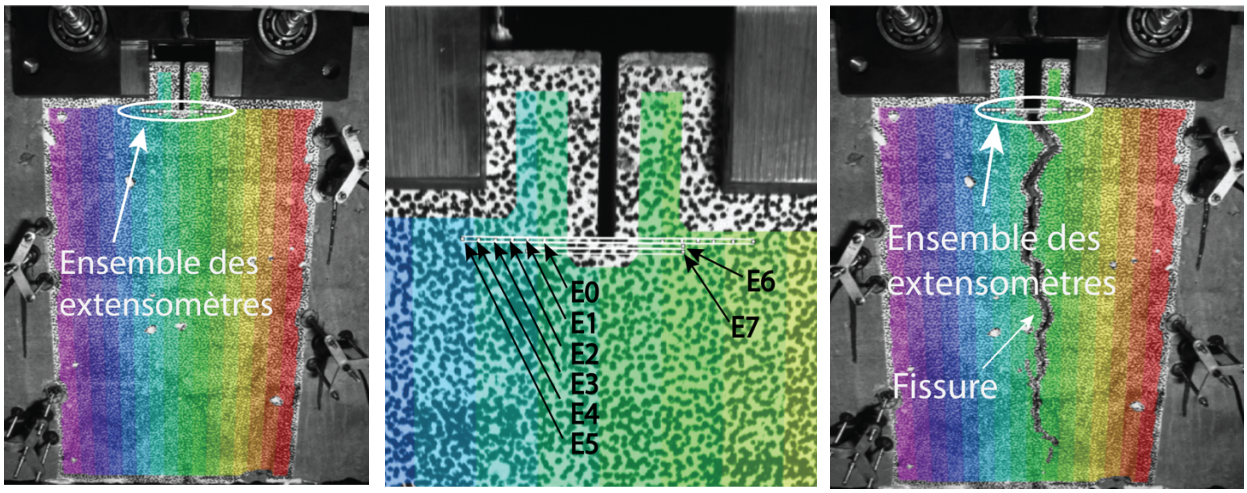


Figure 5-4 : Comparaison de la méthode directe avec les LVDT des axes de roulements corrigée, et la méthode par reconstruction géométrique (DIC + LVDT chapeaux).

Ainsi on trouve un écart relatif d'ouverture assez faible, de l'ordre de 5% vers la fin de l'essai (Figure 5-4). L'impact de cet écart sur le calcul final de l'énergie de fissuration est inférieur à 3%, ce qui nous permet d'utiliser la méthode par l'acquisition directe de l'ouverture de l'axe des roulements corrigée par les LVDT dans la suite du post-traitement.

5.2.1.2 Vérification de robustesse du calcul du CMOD

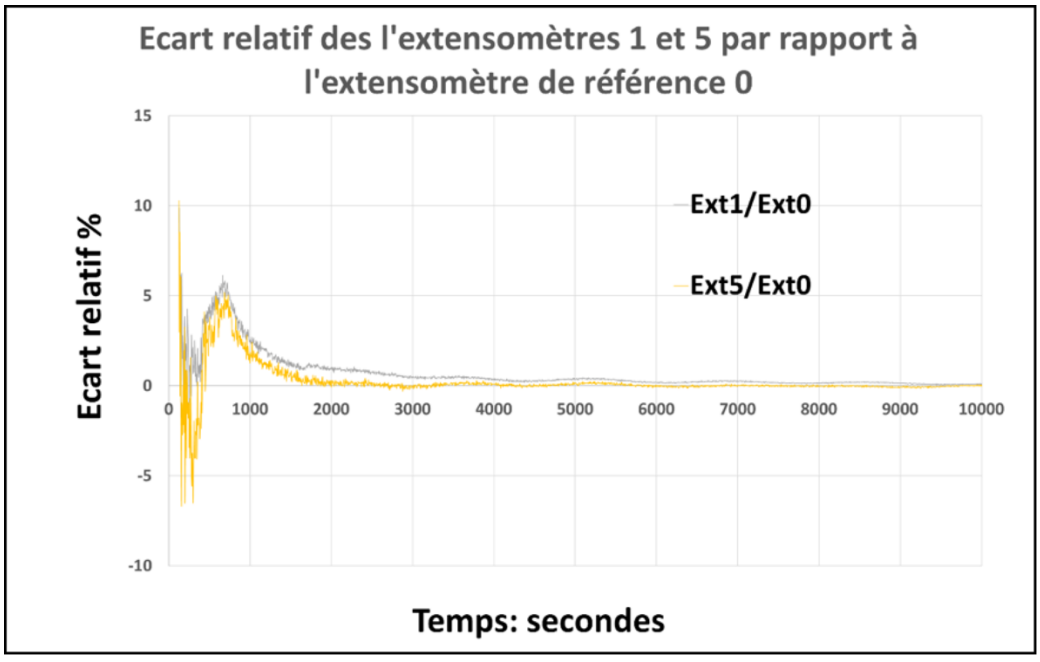
Afin de vérifier la robustesse de la méthode d'extraction du CMOD à partir des données DIC, on a procédé à une étude de sensibilité en utilisant 6 extensomètres de longueurs différentes, centrés sur l'extrémité de l'encoche comme représenté dans la Figure 5-5. De même, afin de vérifier que les incertitudes de positionnement sur la hauteur autour du CMOD sont négligeables, deux extensomètres E6 et E7 sont positionnés en dessous de E0 afin de voir l'influence de la position verticale.



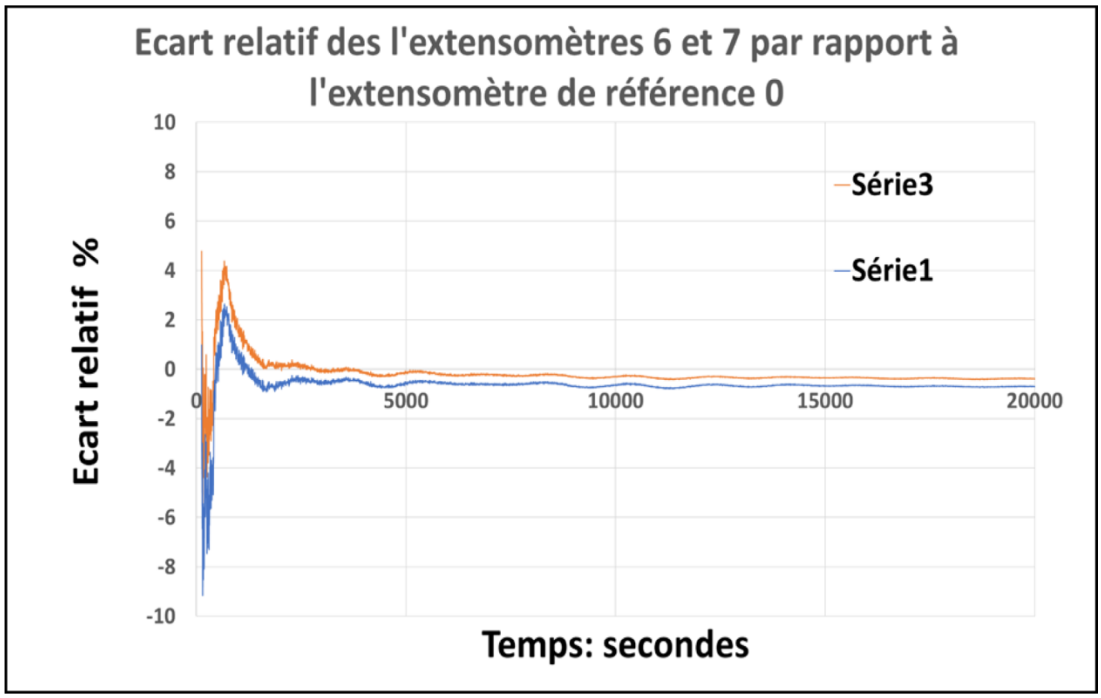
(a) Début d'expérience (b) Zoom - Début d'expériences (c) Fin d'expérience

Figure 5-5 : Vue d'ensemble des extensomètres

Afin de voir les écarts dus aux incertitudes de placement, nous regardons l'écart relatif entre les extensomètres E1-E2-E3-E4-E5 par rapport à E0, et de même l'on regarde les écarts relatifs entre E6-E7 et E0.



(a) E1 et E5 par rapport E0



(b) E6 et E7 par rapport E0

Figure 5-6 : Écart relatif (en pourcentage) des extensomètres

En raison de la trop grande similitude entre ces données, nous ne traçons que les cas extrêmes afin de pouvoir discerner les courbes. De plus, les signaux ne sont pas tracés jusqu'à la fin de l'expérience en raison du régime stationnaire qu'ils atteignent. L'analyse des deux figures montre un faible écart en dessous de 5%, exception faite du tout début de l'essai. Cet écart se dissipe vers la fin de l'essai. L'utilisation de la technologie DIC pour le calcul du CMOD en post-traitement est ainsi bien validée.

5.2.2 Mode de la fissuration

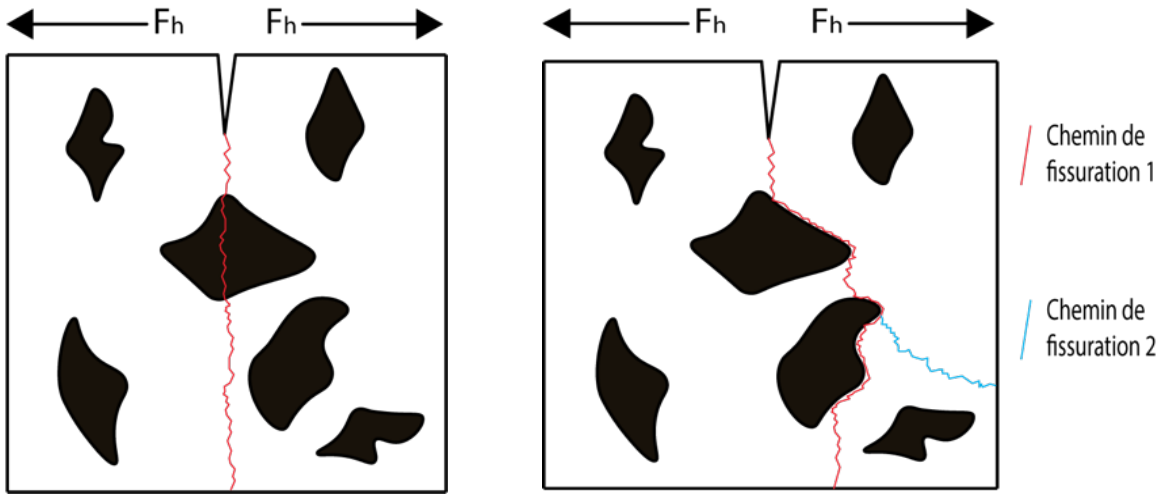
Dans ce projet, la présence de gros granulats dans le béton est un paramètre important vis-à-vis du rendu de la fissuration. Il est extrêmement difficile et hasardeux d'obtenir des fissures parfaitement centrées en raison de la manière dont se propage la fissure dans la matrice.

En effet, dès l'instant du début de propagation, la fissure tend à suivre le chemin de moindre résistance. Cette méthode de propagation engendre deux scénarii possibles, représentés sur les Figure 5-7 (a) et (b).

Dans une première situation, la résistance de la pâte peut être plus grande que celle des granulats, et l'interface entre la pâte de ciment et granulat présente une bonne résistance en raison de l'absence de pathologie telle que la RAG. La présence de granulats saillants dans le béton favorise aussi la résistance du lien pâte-granulat, bien que la résistance (en compression et traction) soit inférieure à celle de la pâte. Dans cette configuration la fissure aura tendance à se propager dans le granulat, ce qui conduit à le fissurer en deux parties Cette situation est typique pour les bétons à hautes performances.

Dans une seconde situation, la résistance de la pâte n'est pas assez importante vis-à-vis de celle du granulat. Ainsi la fissure aura tendance à se propager dans la pâte de ciment ou dans la zone d'interface en contournant les granulats. Cette situation est typique pour les bétons normaux.

Dans le cadre de ce projet, la résistance de la pâte est basse comme indiqué Tableau 5-2, et la taille des granulats est importante. Ainsi, la fissuration aura tendance normalement à s'effectuer en contournant ces granulats de grandes tailles.



(a) Au travers d'un granulat

(b) Dans l'interface pâte-granulat

Figure 5-7 Chemin de fissuration selon les résistances de la pâte de ciment et des granulats

La photo ci-dessous illustre les différents chemins de fissuration et montre que, contrairement à notre hypothèse de départ, la fissure de fendage peut aussi bien traverser l'interface pâte-granulats que le granulat lui-même qu'on peut distinguer par une couleur grise dans la photo.

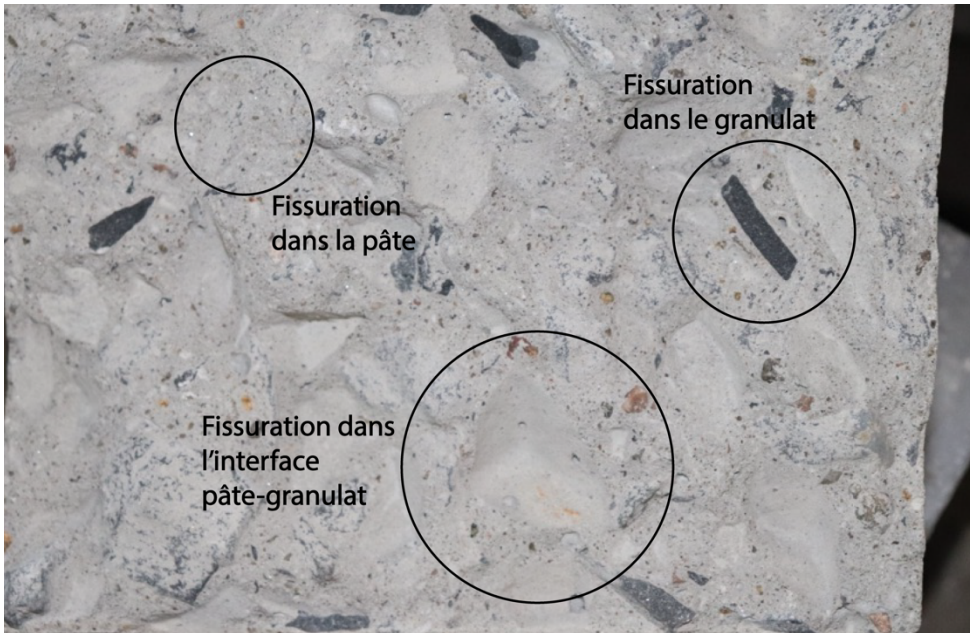
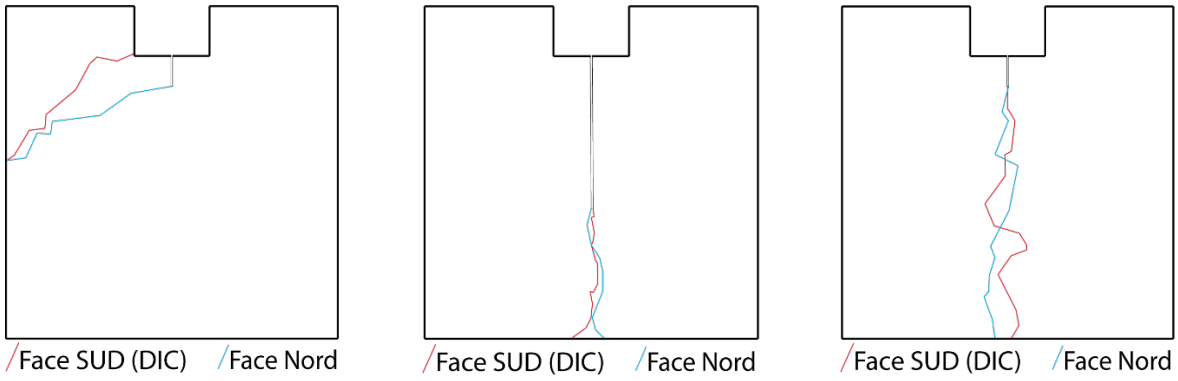
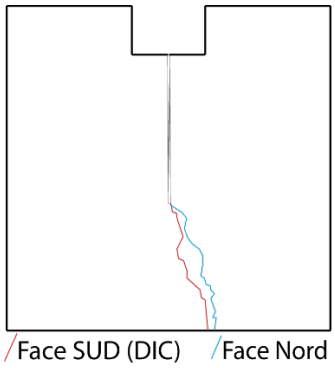


Figure 5-8: 3 types de fissuration dans le béton A38

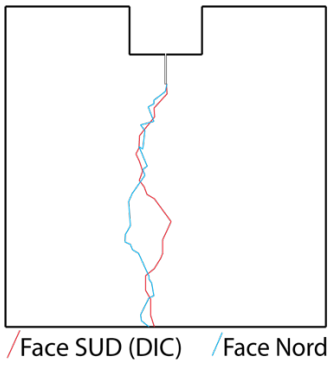
Les analyses des profils de fissuration donnent les figures suivantes pour les mélanges A38 et A76.



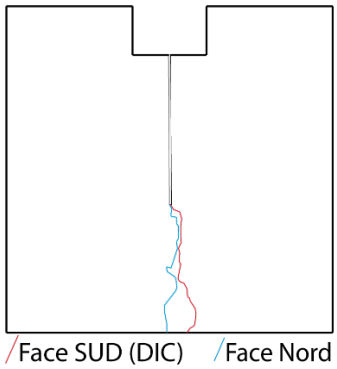
(a) J1-1 A38-1 (b) J1-1 A38-2 (c) J1-1 A38-3



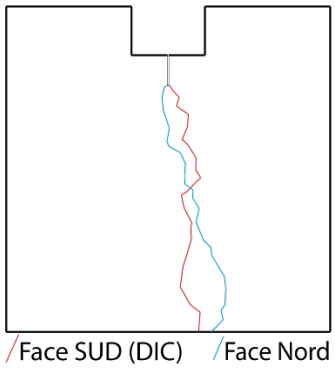
(d) J1-1 A38-4



(e) J1-1 A38-5

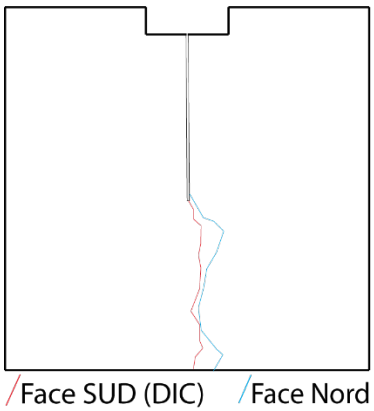


(f) J1-1 A38-6

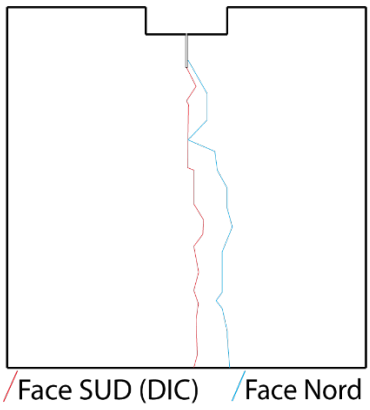


(g) J1-1 A38-7

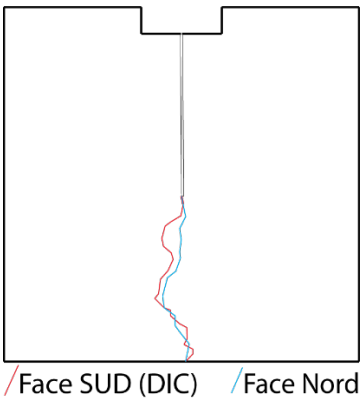
Figure 5-9 : Chemin de fissuration de la série A38



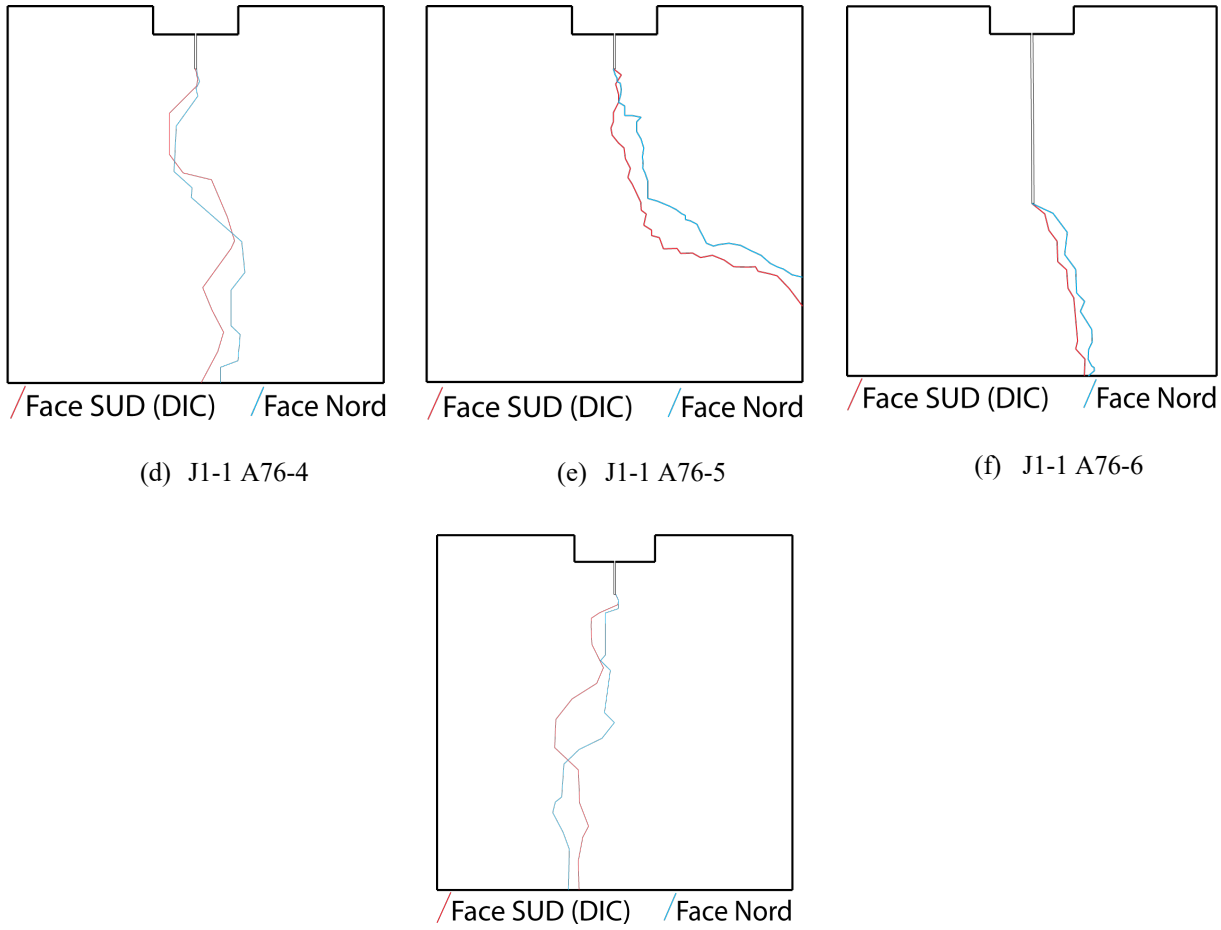
(a) J1-1 A76-1



(b) J1-1 A76-2



(c) J1-1 A76-3



(d) J1-1 A76-4 (e) J1-1 A76-5 (f) J1-1 A76-6

(g) J1-1 A76-7

Figure 5-10 : Chemin de fissuration de la série A76

On remarque que dans chacune des séries, la fissure peut dévier du chemin vertical initialement créé par l'entaille : pour J1-1 A38-1 et J1-1 A76-5. Ce phénomène arrive plus particulièrement pour le faible ratio $\frac{a}{D} = 0{,}1$.

Cependant les causes de ces décentrages sont différentes pour les deux spécimens. Dans le cas de J1-1 A38-1, une pré-fissure à 45° existait déjà dans l'angle de la surface Sud. La fissure s'est donc initiée à 45° dans la partie proche de la surface Sud comme représentée par le trait rouge sur la Figure 5-9 (a). À l'inverse, dans la zone proche de la surface Nord, la fissure s'est initiée en bas de l'encoche, représentée par le trait bleu sur la même figure que précédemment. Cet essai est donc invalidé pour la suite des post-traitements de calcul de l'énergie de fissuration.

Dans le second cas J1-1 A76-5, aucune pré-fissure n'était présente. Ce cas tombe plus dans le cas d'un phénomène bien connu dans la littérature de la mécanique de rupture. En effet, plus le ratio a/D est faible, plus il y a de probabilité d'avoir une fissuration inclinée. L'utilisation de gros granulats dans notre cas, accentue ce phénomène. Tout comme l'essai précédent, cet essai est donc invalidé et ne sera pas considéré pour le calcul de l'énergie de fissuration. Concernant l'ensemble des autres spécimens, au vu de la taille des agrégats par rapport à la taille du spécimen, les fissures sont considérées centrées. Cependant il serait intéressant dans une continuité du projet de vérifier que l'aire de la surface réelle ne dépasse pas de plus de 10-15% la surface de l'aire projetée au sens du RILEM. Cela est envisageable via l'utilisation d'un scanner 3D.

5.2.3 Courbes d'adoucissement

La première étape du traitement des données selon les méthodes décrites précédemment permet d'obtenir les courbes « Force horizontale -Ouverture axe roulements corrigée » traduisant le comportement adoucissant en fissuration.

5.2.3.1 Série A38

Les courbes pour les formulations A38 sont présentées sur les Figure 5-11, Figure 5-12 et Figure 5-13.

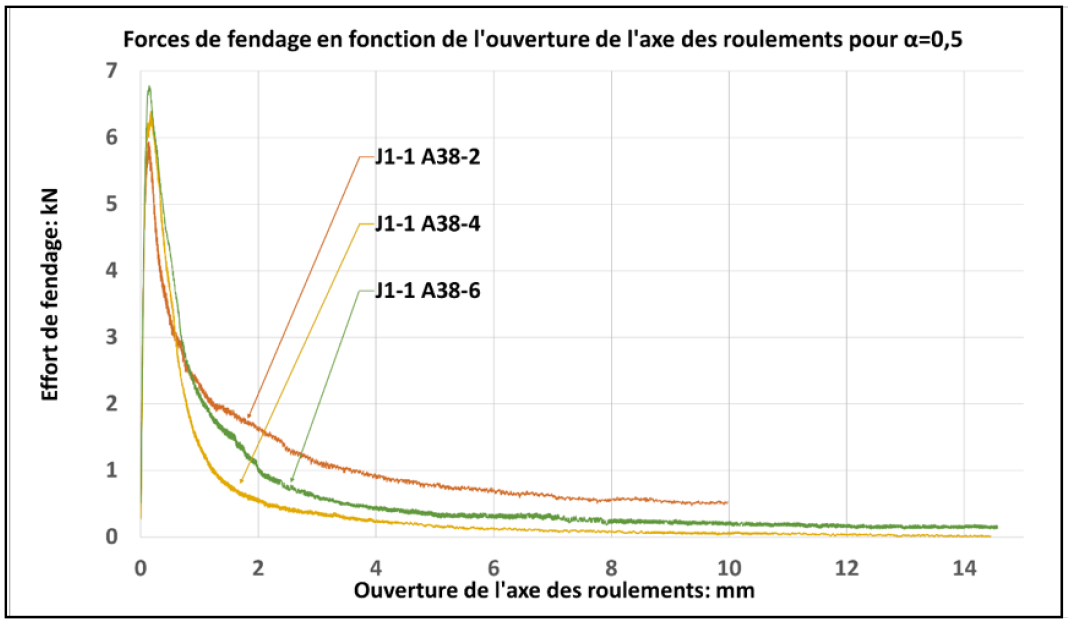


Figure 5-11 : Courbe "Force horizontale - Ouverture axe roulements corrigée ", série A38 avec a/D =0,5

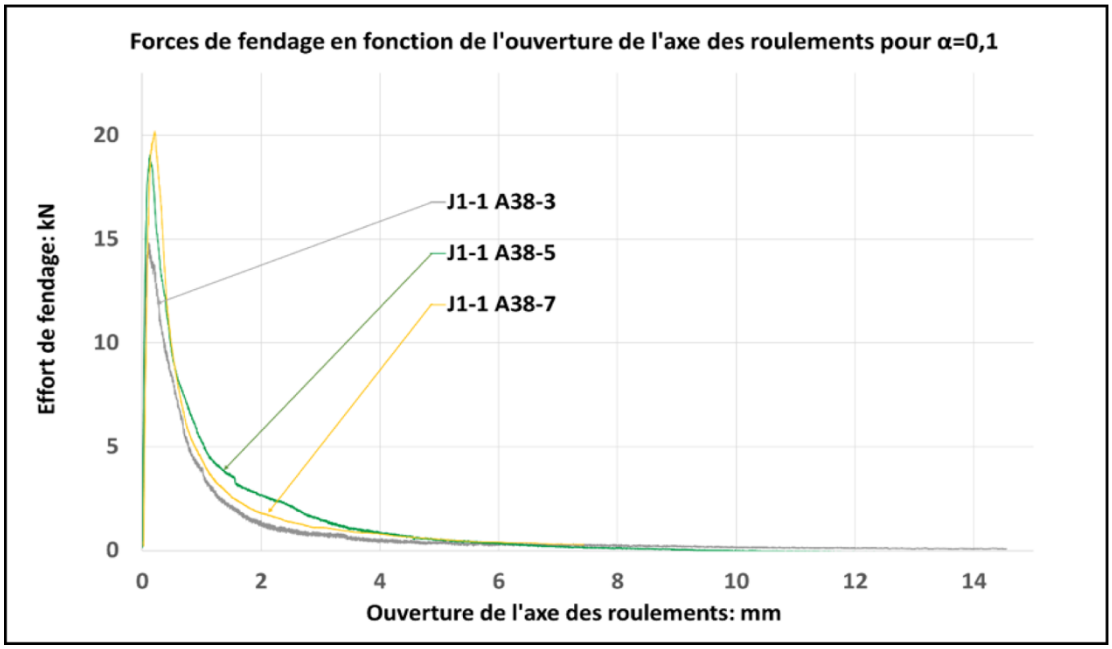


Figure 5-12 : Courbe "Force horizontale - Ouverture axe roulements corrigée ", série A38 avec a/D =0,1

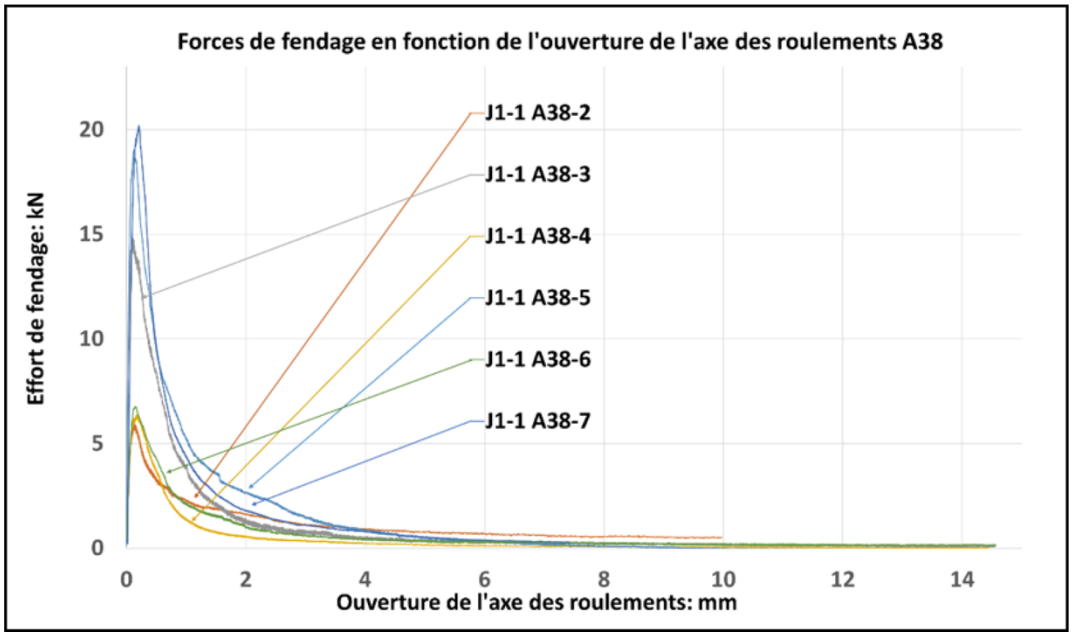


Figure 5-13 : Courbe "Force horizontale - Ouverture axe roulements corrigée ", série A38

Les courbes précédentes donnent d'excellentes indications concernant la répétabilité de l'expérience. La présence de gros granulats par rapport à la taille du spécimen est un risque majeur concernant la variabilité des résultats obtenus en raison des différents chemins de fissurations possibles. Cependant l'ensemble des spécimens présentent des données dont les profils sont identiques, et dont les ordres de grandeur le sont aussi. Ainsi le protocole expérimental est validé, et l'interprétation de ces résultats dans le but d'obtenir une valeur moyenne de l'énergie de fissuration a du sens.

Il demeure cependant une variabilité dans la force maximale telle que présentée Figure 5-12 où J1-1 A38-3 présente une valeur de force maximale de fissuration égale à 75% de la valeur des autres spécimens ayant les mêmes caractéristiques. Cette différence peut s'expliquer par une zone de plus faible résistance en traction en raison d'une orientation défavorable des granulats, ou de l'hétérogénéité de la pâte. Néanmoins, cette valeur ne peut pas être considérée comme invalide dans la mesure où les variations d'orientation des granulats font partie des paramètres à considérer pour caractériser ce béton d'ouvrage hydraulique. Enfin, le nombre de 3 réplications au ratio $\frac{a}{D} = 0{,}1$ permettent d'obtenir de bonnes données moyenne dans la suite de l'analyse.

Toutefois, la Figure 5-11 montre que certains essais ne peuvent pas être considérés dans la détermination de l'énergie de fissuration de la série A38. En effet, le spécimen J1-1A38–2 possède un profil d'adoucissement différent des spécimens J1-1A38–4 et J1-1A38–6, car il demeure une résistance résiduelle importante en fin d'expérience. Cette résistance résiduelle peut s'expliquer par une anomalie dans la composition du spécimen, mais aussi par une anomalie dans l'application du protocole expérimental. Ce dernier point est envisageable dans la mesure ou J1-1 A38–2 est le second spécimen testé sur l'ensemble d'une campagne expérimentale de 26 tests. La détermination de l'énergie de fissuration de la série A38 avec $\frac{a}{D} = 0{,}5$ exclura donc le test numéro 2 qui n'est pas considéré valide, ce qui donne un faible nombre de réplications de 2 pour cette configuration.

5.2.3.2 Série A76

Les courbes pour les formulations A76 sont présentées sur les Figure 5-14, Figure 5-15 et Figure 5-16.

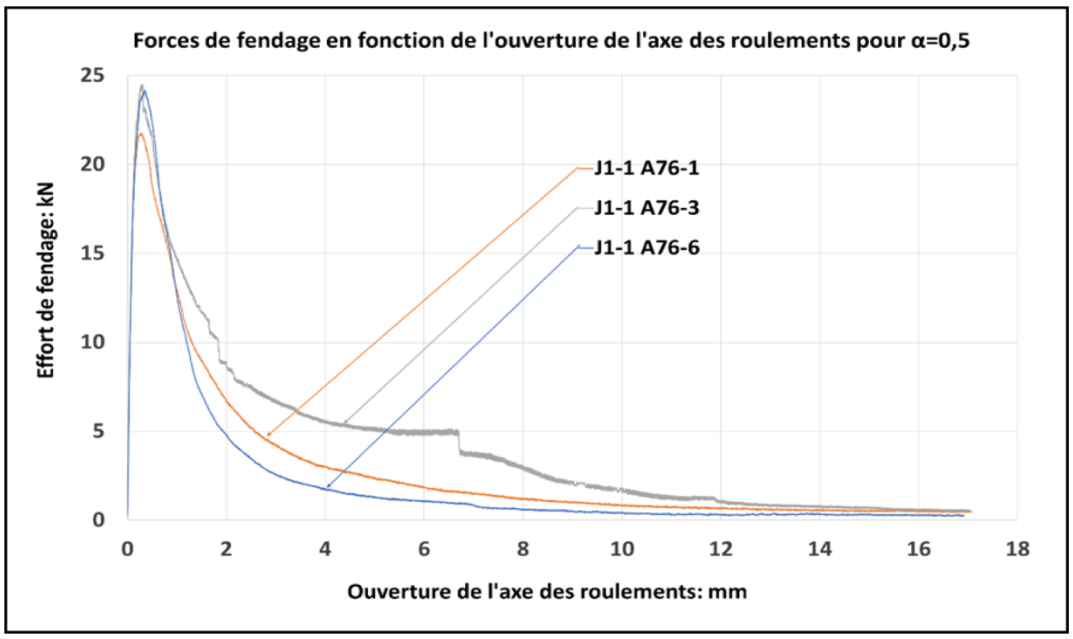


Figure 5-14 : Courbe "Force horizontale - Ouverture axe roulements corrigée ", série A76 avec a/D =0,5

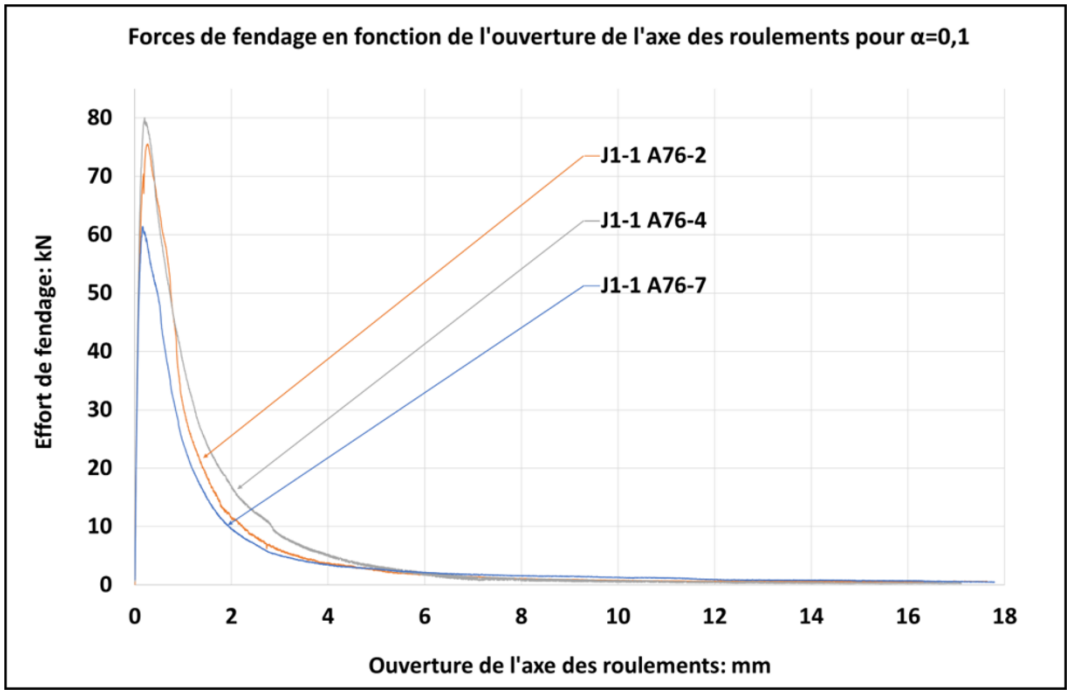


Figure 5-15 : Courbe "Force horizontale - Ouverture axe roulements corrigée ", série A76 avec a/D =0,1

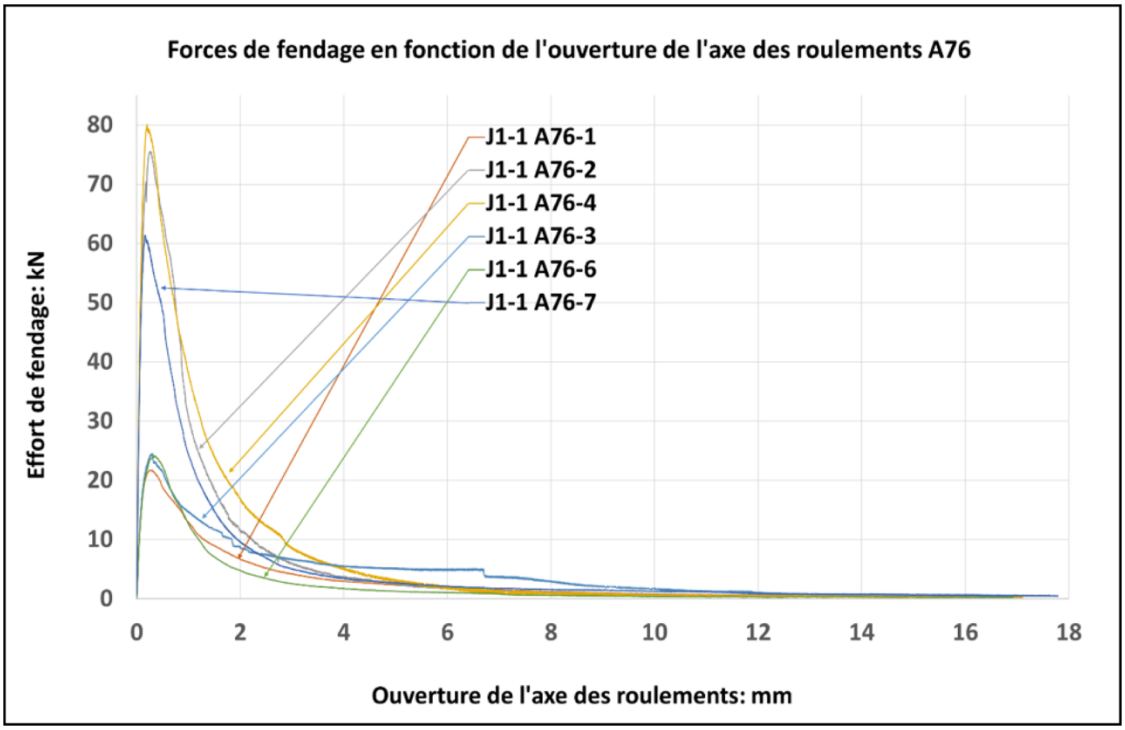


Figure 5-16 : Courbe "Force horizontale - Ouverture axe roulements corrigée ", série A76

Tout comme la série A38, l'examen rapide des courbes d'adoucissement montre en général une bonne répétabilité de l'expérience malgré la présence de très gros granulats.

Un examen plus détaillé montre cependant certaines anomalies pour un essai. En effet, comme représenté sur la Figure 5-14, le spécimen J1-1 A76-3 possède un début de courbe en post pic identique à ses semblables, mais au-delà d'une ouverture de 1 mm, un écart commence à être observé. Cet essai représente nettement une plus grande énergie consommée par la fissuration. Aussi, on observe uniquement pour ce spécimen des sauts verticaux successifs en régime post-pic.

Notre interprétation à ce phénomène est un frottement qui a eu lieu entre un des roulements et le chapeau métallique, en raison d'une mauvaise installation initiale du roulement. Ce contact a été détecté malheureusement une fois l'essai initié. Ainsi, chacun des sauts verticaux correspondrait à une perte instantanée de la friction. À ce titre, le test J1-1 A76-3 est invalidé pour la suite des calculs.

5.2.4 Énergie de fissuration

L'obtention de l'énergie de fissuration d'un spécimen nécessite la connaissance totale de la courbe « Force Horizontale – Ouverture axe roulement ». Cependant il reste dans certains cas une force résiduelle minime en fin d'expérience. Bien que la détermination de l'énergie de fissuration soit réalisable sur toute la longueur du signal, pour chacun des tests effectués, il est décidé de modéliser les signaux de fin de queue afin de venir couper l'axe des abscisses avant de déterminer l'énergie de fissuration. La différence énergétique entre le calcul sur le signal possédant une force résiduelle, et le calcul sur le signal ayant sa queue modélisée est inférieur à 2%.

À ce titre, il est choisi de modéliser le signal de queue pour tous les spécimens à partir d'une valeur fixe servant de référence. Concernant la série A38, il est choisi comme critère : l'ouverture des axes des roulements. Lorsque ce dernier dépasse 6 mm, le signal est modélisé par une approximation affine jusqu'à ce que la force résiduelle soit égale à 0. Le choix de ce critère s'est fait par comparaison des signaux entre eux. Par la suite, le calcul de l'énergie de fissuration est réalisé comme mentionné à la section 5.2.1, par l'intégrale du signal « Force Horizontale – Ouverture axe roulements », divisé par la surface projetée fissurée.

Concernant la série A76, le même raisonnement est appliqué. La comparaison des signaux suggère de prendre un critère de modélisation à partir d'une ouverture de 10 mm. Cette valeur permet de minimiser l'impact de la modélisation car tous les signaux sont en régime asymptotique.

La Figure 5-17 présente un exemple d'extrapolation du signal de queue pour le spécimen J1-1 A38-6. L'équation de la courbe en pointillé obtenue par régression du signal Force/ouverture au-delà de 6 mm, permet d'intégrer l'aire du triangle obtenu en queue du signal.

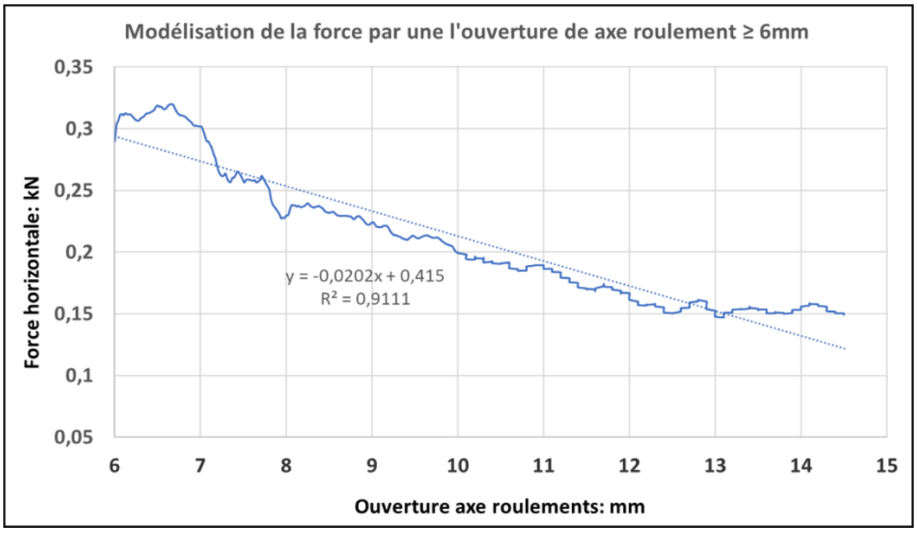


Figure 5-17 : Modélisation du signal Force Horizontale – Ouverture axe roulement » pour une ouverture de l'axe des roulements J1-1 A38-6

Les résultats du calcul de l'énergie sont donnés dans le Tableau 5-3 ci-dessous, au côté des caractéristiques matériaux :

Tableau 5-3 : Énergies mesurées par fendage des séries A38 et A76

Identification des spécimens	D	a	Ratio a/D	f'_c	ν	E	Br	Coef. Var. f'_c	G_F avec "ouverture axe roulements" ≤ [6mm pour A38; 10mm pour A76]	G_F avec "ouverture axe roulements" ≥ [6mm pour A38; 10mm pour A76]	G_F total
Unité	mm	mm	-	MPa	-	MPa	MPa	%	N/m	N/m	N/m
J1-1 A38 1	255	229,5	0,1	20,3	0,27	25434	1,71	3,3	-	-	-
J1-1 A38 2	255	127,5	0,5	20,3	0,27	25434	1,71	3,3	-	-	-
J1-1 A38 3	255	229,5	0,1	20,3	0,27	25434	1,71	3,3	282	32	314
J1-1 A38 4	255	127,5	0,5	20,3	0,27	25434	1,71	3,3	214	19	233
J1-1 A38 5	255	229,5	0,1	20,3	0,27	25434	1,71	3,3	400	11	411
J1-1 A38 6	255	127,5	0,5	20,3	0,27	25434	1,71	3,3	294	83	377
J1-1 A38 7	255	229,5	0,1	20,3	0,27	25434	1,71	3,3	361	22	383
J1-1 A76 1 (V1)	555	277,5	0,5	23,5	0,32	35438	-	4,5	404	55	459
J1-1 A76 2 (V1)	555	55,5	0,1	23,5	0,32	35438	-	4,5	489	50	539
J1-1 A76 3 (V1)	555	277,5	0,5	23,5	0,32	35438	-	4,5	-	-	-
J1-1 A76 4 (V1)	555	55,5	0,1	23,5	0,32	35438	-	4,5	561	17,2	578
J1-1 A76 6 (V2)	555	277,5	0,5	27,2	0,242	36436	-	2%	334	49,8	383
J1-1 A76 7 (V2)	555	55,5	0,1	27,2	0,242	36436	-	2%	407	39,5	446

Cette campagne a pour but de fournir une valeur moyenne de l'énergie de fissuration considérant la variabilité associée à la formulation du béton. Ainsi, nous obtenons les valeurs moyennes présentes dans le Tableau 5-4, avec leur coefficient de variation si la formulation possède plus d'une réplication viable :

Tableau 5-4 : Tableau final des énergies de fissuration

Formulation	G_F	Coefficient de variation G_F
-	N/m	-
A38 a/D =0,5	306	33%
A38 a/D =0,1	370	13%
A76 V1 a/D =0,5	460	-
A76 V1 a/D =0,1	559	5%
A76 V2 a/D =0,5	384	-
A76 V2 a/D =0,1	447	-

On remarque une différence énergétique d'environ 10% dû à la déclinaison de A76 en sous formulation V1 et V2. Enfin, avant d'appliquer la SBEM à ces énergies, nous comparons ces valeurs brutes avec les quelques issues de la littérature :

Tableau 5-5 : Valeurs de G_F issues de la littérature

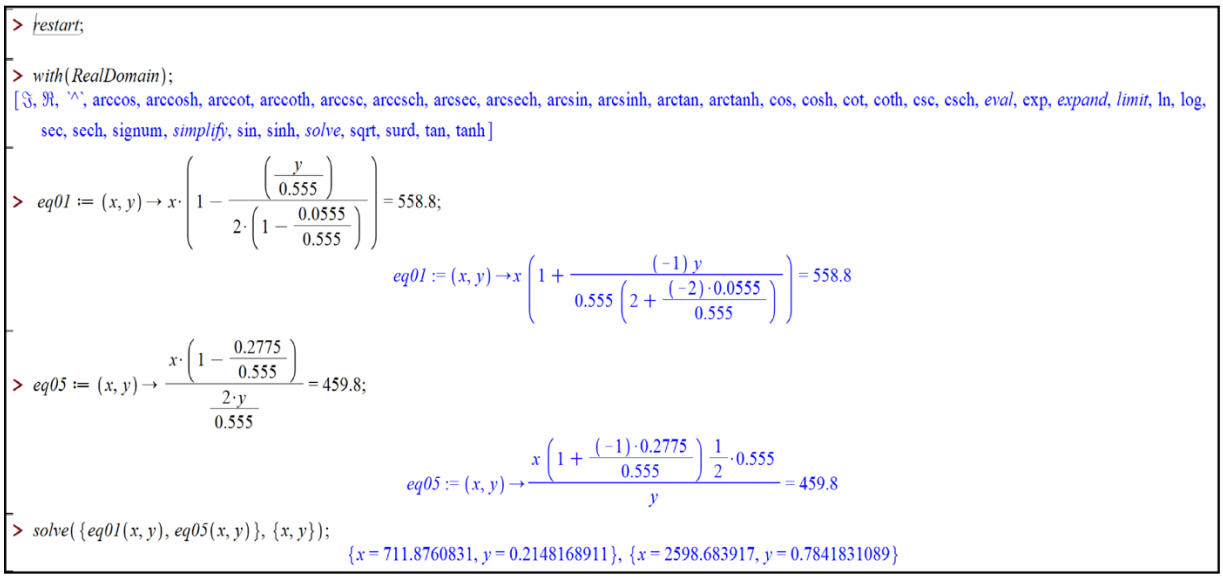
	$d_{a\,max}$	f'_c	G_F
Cifuentes & Karihaloo 2013	10	41	100
Zhao et al. 2008	40	51	400
Zhao et al. 2008	80	52	650
Guan et al. 2015	150	30	750

En raison de tous les aspects intervenant dans la nature de béton (e/c, origine et type des granulats …) il faut considérer cette comparaison à titre indicatif. Cependant cela conforte les valeurs obtenues lors de nos essais WST par rapport à ceux issues de la littérature.

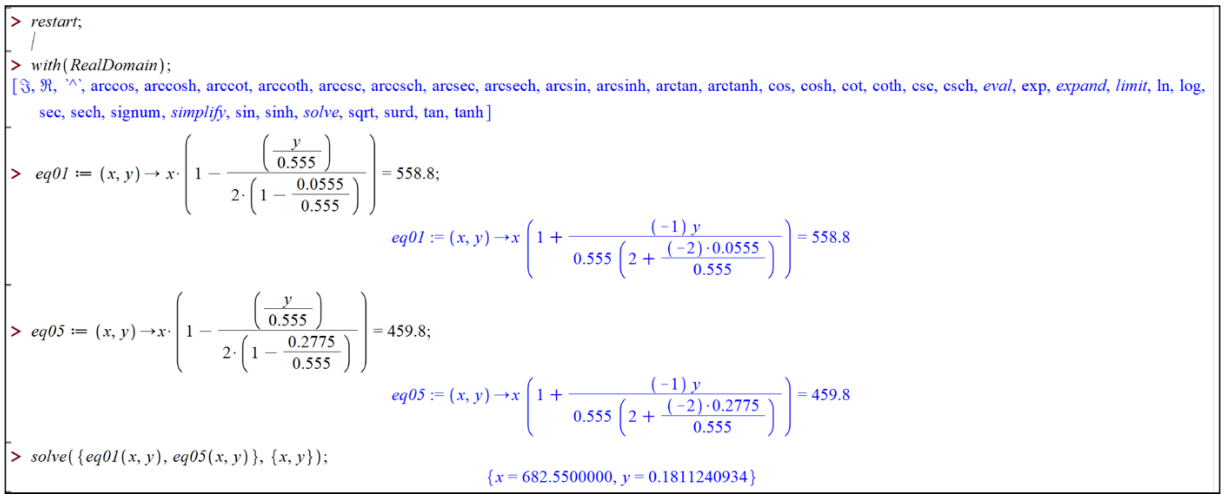
5.2.5 Application de la méthode SBEM

Conjointement au modèle bilinéaire utilisé par la SBEM (chapitre 2), les données précédentes (Tableau 5-4) sont utilisées pour résoudre les équations (2-27) afin de retrouver l'énergie de fissuration caractéristique $G_{F\infty}$ de chaque mélange.

Pour la résolution de ces équations, le logiciel Maple est utilisé, et les équations s'écrivent comme le montre la Figure 5-18.



(a) Résolution utilisant le doublet d'équation



(b) Résolution utilisant une seule équation

Figure 5-18 : Résolution de la SBEM pour la série A76-V1

Ainsi, la résolution du système d'équations (2-27) s'effectue en 2 temps. Dans un premiers temps la résolution se fait en considérant a_1 assez grand pour que les deux équations soient utilisées. Les résultats indiquent une première valeur pour a_1. Dans un second temps, l'équation (2-27) liée à la condition $1 - {a}/{D} \leq {a_1}/{D}$ est remise en question selon la valeur de a_1. Dans le cas du mélange A76-V1, la valeur de a_1 Figure 5-18 (a) conduit à l'utilisation de l'équation (2-27) liée à la condition1 $1 - {a}/{D} \geq {a_1}/{D}$ pour les 2 ratio d'encoches (Figure 5-18 (b)).

L'application de cette résolution aux différentes formulations du Tableau 5-4 permet alors d'obtenir les différentes valeurs de $G_{F\infty}$, qui pour rappel est l'énergie de fissuration du béton indépendamment de tous phénomènes d'échelles.

Tableau 5-6 : Application de la méthode simplifiée à effet de bord sur les séries A38 et A76

Méthode à effets de bords simplifiée			
Formulation	Valeur $G_{F\infty}$	Valeur a_1	f'_c
-	N/m	mm	MPa
A38	482	94	20,3
A76-V1	682	181	23,5
A76-V2	525	149	27,2
A76 Moyenne (V1-V2)	646	193	25,4

Le tableau précédent regroupe donc les deux paramètres liés au modèle bilinéaire d'évolution de l'énergie de fissuration locale.

Dans un premier temps, on remarque l'influence de la taille des granulats par rapport à l'énergie de fissuration. En effet $G_{F\infty}$ (38 mm) est inférieur à $G_{F\infty}$ (76 mm V1) ou à $G_{F\infty}$ (76 mm V2), ce qui rejoint les tendances vues au Chapitre 2. De plus, on remarque la différence significative concernant la longueur d'influences de l'effet de bords a_1. Il est intéressant de noter que les valeurs de a_1 obtenues correspondent aux estimations faites en début de chapitre 3. Selon les résultats, la longueur d'influence de l'effet de bord semble être dépendante de la taille maximale des granulats, et ceci conformément à les hypothèses de départ.

Dans un second temps, il convient de constater que les deux formulations de A76 présentent des valeurs différentes ce qui confirme une composition différente des deux mélanges. Cependant il convient de considérer ces différences avec un certain recul, car pour la formulation A76-V1 il y

avait 3 réplications pour déterminer l'énergie moyenne alors qu'il n'y en avait que 2 pour la formulation A76-V2. La valeur $G_{F\infty}$ (76 Moyenne (V1-V2)) est calculée à titre indicatif afin de rendre compte de la variabilité possible lors des coulées in-situ. De plus l'évolution de $G_{F\infty}$ ne semble pas aller dans la direction attendue pour les mélanges A76. Cependant aucune conclusion n'est faisable en raison du non-respect de la norme A23.2-14C, et du procédé de carottage différent entre A76-V1 et A76-V2.

Il convient maintenant de comparer ces valeurs d'énergies de fissuration avec celles obtenues des essais RILEM.

5.3 Essai flexion trois points

5.3.1 Méthode d'analyse

De la même façon que les essais de fendage, une méthode de post-traitement des résultats de l'essai en flexion trois points est définie. Néanmoins, en raison de l'instrumentation bien moins importante sur cet essai, ainsi que l'aspect plus direct de la fissuration, la méthode est plus simple. Il convient de tracer la courbe « Force verticale – Flèche », et de tracer l'intégrale divisée par la surface fissurée.

Pour J1-1 A38 RILEM 1 (première poutre testée), la longueur de l'essai a contraint l'arrêt du test avant la fissuration totale de la poutre. Ainsi il est nécessaire de procéder au même traitement de signal qu'évoqué pour la queue des essais de fendage section 5.2.4.

Enfin, conjointement à la section 2.5.1.1 et comme le système ne dispose d'aucun dispositif de compensation du poids, il est nécessaire de considérer le travail du poids propre de la poutre dans son processus de fissuration. Ce dernier se formule :

$$G_{F_{poids}} = \frac{m_{total} * \delta_{rupture}}{Aire_{fissurée}} \tag{5-2}$$

Avec m_{total} la masse de la poutre entre les appuis, $\delta_{rupture}$ la flèche à l'instant de rupture, et $Aire_{fissurée}$ l'aire fissurée de la poutre. Enfin, l'énergie de fissuration sera donc la somme de l'énergie issue du signal, et de celle issue du poids.

5.3.2 Courbe d'adoucissement

À la suite de la reconstruction de la queue de J1-1 A38 RILEM-1, l'ensemble des 3 courbes « Force verticale – Flèche » est tracé afin de conclure quant à la répétabilité de l'expérience et à sa stabilité. En effet ce montage fut moins éprouvé que l'essai de fendage, car seul 3 spécimens étaient à tester. Enfin, l'importance des granulats par rapport aux dimensions des spécimens ainsi que les caractéristiques du vérin en lui-même rendent la stabilité du test plus difficile à obtenir.

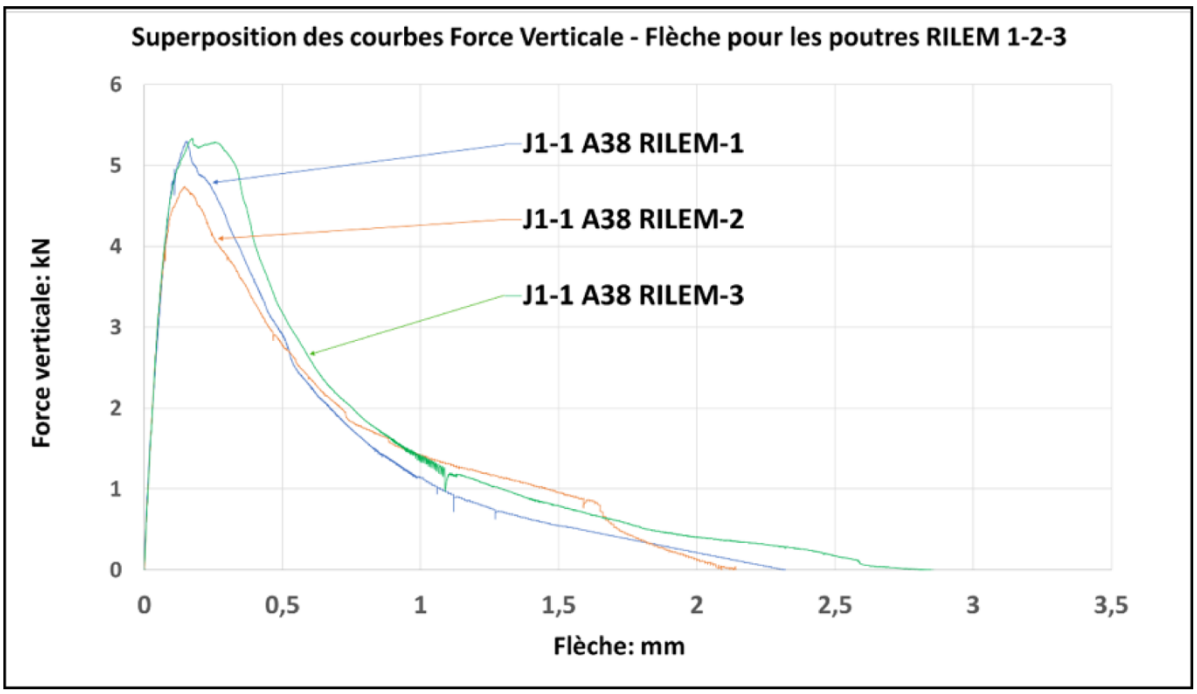


Figure 5-19 : Superposition des courbes "Force verticale - Flèche" pour les trois essais RILEM

En raison de la formulation du béton nous retrouvons encore une variabilité sur les valeurs de force maximale et sur la flèche correspondante, mais les ordres de grandeur sont identiques. Ainsi la répétabilité de cette expérience est vérifiée.

D'autre part, quelques instabilités lors du test sont visibles, notamment pour J1-1 A38 RILEM-2 et 3. Ces dernières connaissent une perte de charge au pic, dont la cause peut être attribuée au franchissement d'un gros granulat dans le plan de fissuration. Enfin, une autre chute de charge se produit pour J1-1 A38 RILEM-2 aux environs de 1,6 mm de flèche.

5.3.3 Énergie de fissuration

Par l'intégration des courbes précédentes nous pouvons aisément remonter à l'énergie de fissuration. Afin de considérer l'influence du poids, il est nécessaire d'extraire la valeur maximale de la flèche lors de la fin de l'essai. De plus, 4 carottes prises de manière aléatoire parmi la série A38 furent pesées afin de déterminer la masse volumique du béton. Le résultat de ces essais est 2294 $^{kg}/_{m^3}$. L'application de l'équation (5-2) permet d'obtenir le Tableau 5-7 ci-dessous :

Tableau 5-7 : Énergies mesurées par essaie de flexion trois point des poutres RILEM

	Longueur	Hauteur	Profondeur	Volume	Poids	f'_c	ν	E	Br	Coef. Var. f'_c	$\delta_{rupture}$	G_F poids	G_F signal	G_F total
	mm	mm	mm	m^3	kN	MPa	-	MPa	MPa	%	mm	N/m	N/m	N/m
J1-1 A38 RILEM 1	1385	300	150	0,6525	0,1434	20,3	0,27	25434	1,71	3,3	2,32	15	155	170
J1-1 A38 RILEM 2	1385	300	150	0,6525	0,1434	20,3	0,27	25434	1,71	3,3	2,14	14	162	176
J1-1 A38 RILEM 3	1385	300	150	0,6525	0,1434	20,3	0,27	25434	1,71	3,3	2,93	19	186	206
													Moyenne	183
													Coefficient de variation	10%

Ainsi, on retrouve bien une valeur de l'énergie mesurée par le RILEM de 183 N/m, inférieure à celle issue de l'essai WST A38, qui se situe entre 306 et 370 N/m selon le ratio a/D initial. Ce résultat est consistant avec les discussions du chapitre 2, qui mettent clairement en évidence les effets de bord. Ces derniers sont plus importants dans le cadre du RILEM, en raison de la faible profondeur de la poutre. Ainsi donc, l'utilisation directe de la méthode RILEM sans post-traitement autour des effets d'échelle ne semble pas compatible à la détermination d'une énergie de fissuration liée seulement aux propriétés du matériau. Enfin, la valeur moyenne obtenue rejoint les ordres de grandeur issus de la littérature.

Tableau 5-8 : Valeurs de G_F issues de la littérature

	$d_{a\,max}$	f'_c	G_F

Saouma et al. 1991	38	24	250
Zhao et al. 2008	40	51	280

5.4 Analyse complémentaire de l'énergie de fissuration

5.4.1 Effets d'échelles

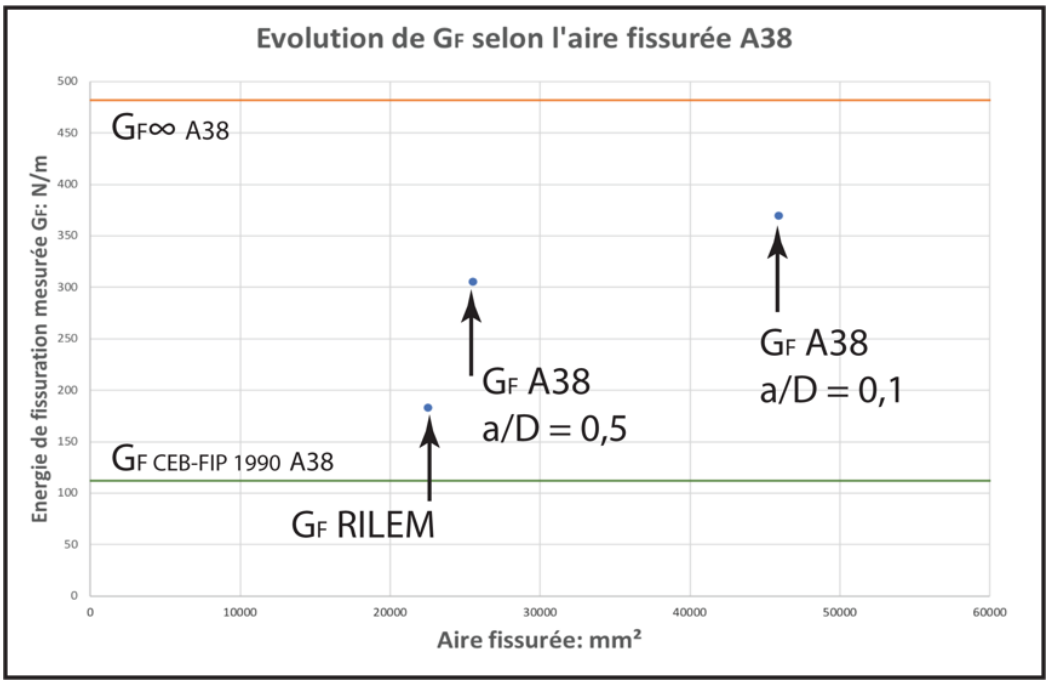
La connaissance des énergies de fissuration mesurée précédemment permet de prendre du recul concernant les effets d'échelle. Si par les équations de résolution nous arrivons à un résultat considéré indépendant de tout phénomène d'échelle, il convient néanmoins de vérifier l'existence de ce phénomène appliqué à nos spécimens, ainsi que de voir son évolution.

À ce titre, on porte un regard sur l'énergie de fissuration mesurée en fonction de la longueur fissurable.

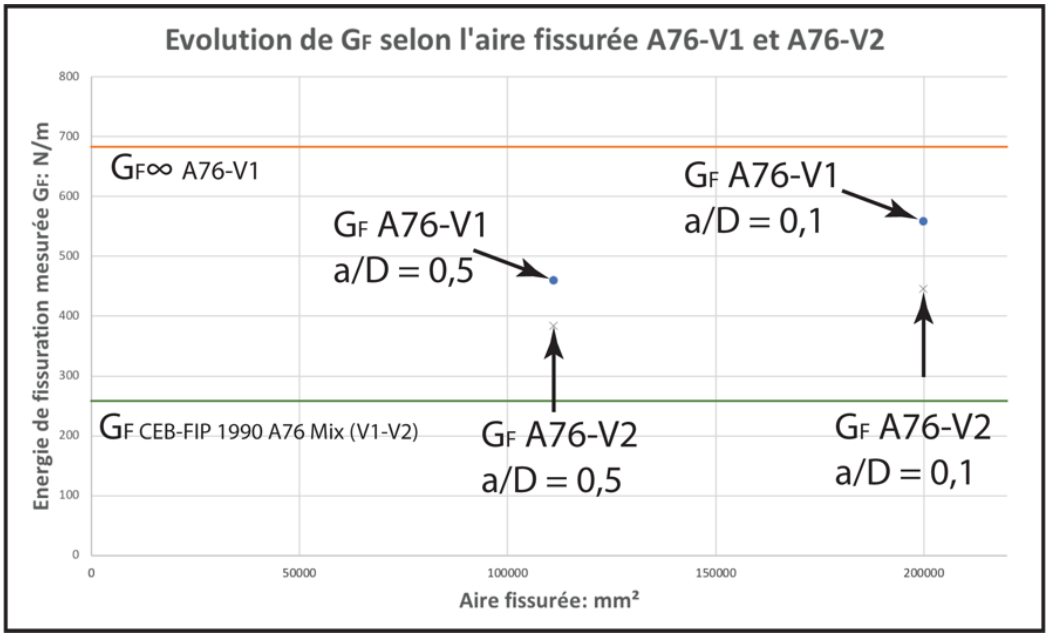
Tableau 5-9 : Valeur de G_F avec les dimensions

Formulation	G_F	a/D	Hauteur	Longueur fissurable	Profondeur fissurable
-	N/m	-	mm	mm	mm
A38 a/D =0,5	306	0,5	255	127,5	200
A38 a/D =0,1	370	0,1	255	229,5	200
A76 V1 a/D =0,5	460	0,5	555	277,5	400
A76 V1 a/D =0,1	559	0,1	555	499,5	400
A38 RILEM	183	0,5	300	150	150

Les résultats de ce tableau sont représentés sur les figures ci-dessous, séparément pour les deux mélanges A38 mm et A76 mm.



(a) Granulat 38 mm (RILEM + WST 38)



(b) Granulat 76-V1 mm (WST 76)

Figure 5-20 : Évolution de G_F en fonction de l'aire du ligament fissuré

La Figure 5-20 met clairement en évidence le phénomène d'effet d'échelle pour l'énergie de fissuration et pour les deux mélanges différents. Cet effet d'échelle attribuable à l'effet de bord se fait de moins en moins sentir avec l'augmentation de l'aire fissurée si l'on considère les trois points obtenus pour le mélange A38. Au sens de l'épaisseur, la géométrie plus épaisse des blocs WST limite l'impact de ces effets. Au sens de la longueur de fissuration, la considération de deux longueurs de fissures différentes (en raison de deux valeurs différentes de a/D) et des équations issues de la méthode SBEM permettent de s'affranchir en quelque sorte de l'effet de bord.

Enfin, la taille des granulats par rapport aux dimensions de la poutre RILEM engendrent un important effet d'échelle tridimensionnel comme montré Figure 5-20 (a), ce qui explique en plus de la méthode de test, l'écart énergétique avec les essais A38 au ratio $^{a}/_{D} = 0{,}5$.

La Figure 5-20 semble aussi confirmer que l'énergie de fissuration prédite par l'équation semi-empirique du CEB-FIP est nettement inférieure à l'énergie de fissuration asymptotique, et qu'elle est plus proche de l'énergie de fissuration mesurée par l'essai RILEM pour le cas de mélange 38 mm et plus généralement plus proche des essais avec une faible aire fissurée.

CHAPITRE 6 CONLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

6.1 Rappel des objectifs

La modélisation numérique en utilisant des lois de comportements non-linéaires s'avère être une nécessité pour le cas d'ouvrages hydrauliques atteints par la réaction alcalis-granulats ou RAG. L'énergie de fissuration constitue un paramètre important pour ces lois non-linéaires et nécessite une étape de caractérisation expérimentale. En raison de la taille des ouvrages hydrauliques, il s'agit ici de caractériser une énergie de fissuration représentative et indépendamment de tous les phénomènes d'échelle.

À ce titre, ce travail a pour objectif de caractériser l'énergie de fissuration asymptotique $G_{F\infty}$ de deux mélanges différents d'un aménagement hydraulique existant, ayant des gros granulats de 38 mm et de 76 mm. Il constitue une première phase d'un projet dont l'objectif final est de caractériser l'impact de la RAG sur l'énergie de fissuration. Lors de cette première phase, seulement les spécimens issus de mélanges non réactifs à court terme sont considérés (série A et série B à 0%). Les spécimens issus de mélanges réactifs (série B) seront testés ultérieurement à différents avancements de la réaction.

Le présent travail expérimental peut être décomposé en trois phases distinctes. Tout d'abord, il s'agit de concevoir et réaliser l'ensemble des spécimens nécessaires à la campagne expérimentale.

Dans un second temps il convient de mettre en place un protocole expérimental de montage, de test et d'instrumentation afin de pouvoir procéder aux essais de fendage et de flexion trois points.

Enfin, dans un dernier temps, il s'agit de réaliser le traitement et l'interprétation des données selon une méthode appelée SBEM documentée dans la littérature, qui permet de s'affranchir de l'effet d'échelle et d'estimer l'énergie de fissuration asymptotique $G_{F\infty}$.

6.2 Conclusions sur le projet

Les conclusions de ce projet peuvent être réparties en deux catégories : retour sur la campagne expérimentale et effet d'échelle sur l'énergie de fissuration.

6.2.1 Retour sur la campagne expérimentale

Dans ce travail de maitrise, un programme expérimental impliquant la coulée d'un total de 71 spécimens a été réalisé en collaboration avec l'IREQ, partenaire industriel de ce projet. Les tests réalisés impliquent 17 spécimens de la série A non réactive (3 pour l'essai RILEM de flexion trois points et 14 pour l'essai de fendage WST) et 12 spécimens de la série B réactive, à 0% d'avancement. Le restant des spécimens de la série B est entreposé dans des chambres à température et humidité contrôlées, afin d'accélérer la RAG et pour des essais de fendage prévus dans le futur. Des essais de caractérisation de chaque mélange ont été additionellement réalisés pour caractériser chacun des mélanges : A76, A38, B76 et B38, à partir d'éprouvettes cylindriques carottés de dalles de béton. Le travail expérimental a impliqué une importante première étape de préparation : la conception des spécimens WST pour chacune des granulométries de 38 et 76 mm, la conception/fabrication des coffrages, la coulée/cure à l'IREQ, le rapatriement des spécimens au laboratoire de Structures de l'École Polytechnique et finalement le sciage. Dans une deuxième étape, le montage expérimental est réalisé pour les essais WST et RILEM: montage, mise en place de l'instrumentation conventionnelle (LVDT, système DIC), mais aussi spécifique pour ce projet (écoute acoustique, système de mesure de flèche pour essai RILEM, instrumentation pour la mesure des expansions), élaboration et mise en place de protocole expérimental pour l'essai WST. À la lumière des discussions dans les chapitres précédents, les conclusions suivantes peuvent être émises :

- Malgré les difficultés rencontrées lors des coulées des spécimens à l'IREQ ou lors de la réalisation des premiers essais au laboratoire des Structures, on est parvenu à obtenir des courbes force/déplacement généralement exploitables qui mettent en évidence la répétabilité et la stabilité des essais. Toutefois, en raison de ces difficultés, et partant d'un nombre de réplication minimal de 3 pour chacun des mélanges et des configurations (a/D = 0,1 ou 0,5), on est parvenu à des nombres de réplication de 2 dans certains cas (A76 $\frac{a}{D} = 0{,}5$; A76 $\frac{a}{D} = 0{,}1$; A38 $\frac{a}{D} = 0{,}5$);
- Les profils de fissuration obtenus par essai de fendage mettent en évidence la complexité du processus de fissuration pour les mélanges testés. Plus spécifiquement, une grande tortuosité a été remarquée en raison du gros diamètre des granulats utilisés. Malgré la faible résistance en compression des mélanges, le plan de fissuration a fait intervenir les granulats autant que les interfaces pâtes-granulat;

- Concernant les essais de caractérisation des mélanges, la valeur cible de 30 MPa de résistance en compression, ne semble pas atteignable pour tous les mélanges, même après 90 jours. L'ajout d'alcalins dans le mélange B par rapport au mélange A ne semble pas avoir un grand effet sur la résistance en compression mais semble affecter la résistance en traction par essai brésilien. L'analyse à venir des résultats des essais de fendage de la série B (avancement à 0%) permettra de bien statuer sur l'effet structural de cet ajout;
- Le test WST démontre clairement beaucoup d'avantages par rapport à l'essai de flexion trois points de RILEM : moins de matériaux à utiliser et plus de stabilité en post-pic. Ceci étant dit, ce test nécessite un protocole rigoureux de mise en place pour bien centrer le spécimen et éliminer tous les jeux préalables à l'essai destructif;
- Un effort considérable d'instrumentation a été investi dans ce travail afin d'extraire le plus d'informations sur les résultats d'un essai WST et de les exploiter en vue de la compréhension du processus complexe de fissuration.

6.2.2 Effet d'échelle sur l'énergie de fissuration

La revue de littérature met en évidence l'origine de l'énergie de fissuration communément utilisée comme propriété de matériau dans les modèles non-linéaires de fissuration diffuse. Sa définition est issue du mécanisme de dissipation d'énergie cohésive de Dugdale-Barenblatt issu de la mécanique non-linéaire de rupture et qui néglige le mécanisme de dissipation par création de nouvelles surfaces (mécanisme de Griffith-Irwin). Il apparait d'après cette définition et surtout d'après l'équation 2-11 que cette énergie est dépendante de la taille des spécimens, mais qu'elle tend asymptotiquement vers une quantité indépendante de la taille pour de très grands spécimens. Ainsi, l'énergie de fissuration asymptotique notée $G_{F\infty}$ est la seule énergie de fissuration qui peut être considérée comme propriété de matériau et c'est justement elle qui est visée par cette campagne d'essais. La méthode SBEM a été utilisée dans ce projet comme moyen d'estimer cette énergie pour contourner la difficulté de tester des spécimens de très grande taille. Cette méthode est basée sur une hypothèse principale qu'est l'évolution bi-linéaire de l'énergie de fissuration locale, en raison d'un effet de bord. Ainsi, selon cette théorie, l'effet d'échelle sur l'énergie de fissuration serait comme plutôt un effet de bord, ce qui est discutable de point de vue de la mécanique de

rupture non-linéaire. À la lumière des discussions et résultats des chapitres précédents, les conclusions suivantes peuvent être émises :

- L'essai de flexion trois points du RILEM n'est pas adéquat pour l'estimation de l'énergie de fissuration asymptotique, dans la mesure où cet essai ignore l'effet d'échelle et/ou la surface fissurée n'est pas très importante par rapport à la taille maximale du granulat. Heureusement, cet essai sous-estime l'énergie de fissuration asymptotique et est donc du côté conservateur. Pour l'exemple du mélange A38, l'énergie de fissuration asymptotique obtenu par WST et SBEM est de l'ordre de 2.6 fois plus grande que celle obtenue par un essai de flexion RILEM. Ce résultat est consistant avec les recherches antérieures (Trunk et Wittmann 2001, Guan et al. 2015). Les équations semi-empiriques existantes (ex : CEB-FIP 90) étant dans la plupart des cas basées sur l'essai RILEM, elles tendent donc à sous-estimer l'énergie de fissuration asymptotique;
- Les résultats obtenus par cette campagne d'essais sont cohérents avec la littérature dans la mesure où ils confirment que l'énergie de fissuration augmente avec la taille maximale des granulats et aussi avec la surface fissurée, d'où l'effet d'échelle.
- L'utilisation de deux ratios différents de a/D a permis de valider en quelque sorte la méthode SBEM, puisqu'une augmentation de l'ordre de 20 % sur l'énergie de fissuration a été remarquée pour chacun des deux mélanges A76 (moyenne de V1 et V2) et A38 lors de passage d'un ratio de a/d de 0,5 à un ratio de a/d de 0,1;
- Les longueurs estimées d'effet de bord obtenues pour chacun des mélanges (94 mm pour A38 et 193 mm pour A76) sont aussi consistantes avec les résultats antérieurs disponibles dans la littérature et montrent une certaine proportionnalité par rapport à la taille maximale des granulats;

6.3 Recommandations

Suite à la réalisation de cette première phase expérimentale, quelques recommandations sont à faire pour la suite des expérimentations:

- On voit que la moindre imperfection dans le spécimen ou dans le montage peut engendrer un décalage de la fissure à 45° pour les spécimens ayant un ratio $^{a}/_{D} = 0{,}1$. Ainsi pour les séries

B à venir il faut être vigilant. En effet, le rajout artificiel d'alcalins en solution peut engendrer à terme une résistance amoindrie par rapport aux séries non réactives. Ainsi la modification d'un ratio $a/D = 0{,}1$ vers un ratio $a/D = 0{,}2$ est à envisager afin de ne pas perdre des spécimens tout en restant dans le domaine d'application de la SBEM;

- Quelques carottages plus grands au diamètre de 10 pouces (254 mm) sont à envisager afin de clarifier la confiance à avoir dans les résultats issus des carottes de 6 pouces (150 mm) de diamètre;
- La fabrication d'autres spécimens avec un granulat plus petit et similaire à ceux de Karihaloo et al. 2013 dans un but de test de fendage pourrait permettre de confirmer de manière totale nos protocoles d'expérimentations et d'analyses;
- Concernant l'ensemble des autres spécimens, étant donné de la taille des granulats par rapport par rapport à la taille du spécimen, les fissures sont considérées centrées. Cependant, il serait intéressant dans une continuité du projet de vérifier que l'aire de la surface réelle ne dépasse pas de plus de 10-15% la surface de l'aire projetée au sens du RILEM. Cela est envisageable via l'utilisation d'un scanner 3D.

6.4 Poursuite du projet

Comme indiqué tout au long de ce mémoire, cette maîtrise représente seulement la première phase d'un vaste projet de caractérisation. Aussi toutes les méthodes et protocoles mis en place dans de projet seront à reproduire pour la suite, selon les recommandations précédentes.

De plus, ce mémoire ne rend pas compte des données acoustiques et DIC en raison du temps autorisé par cette maîtrise. Cependant ces données seront traitées dans un second temps, et leur analyse pourrait valider/invalider la méthode SBEM ainsi que le phénomène d'effet de bord.

BIBLIOGRAPHIE

Abdalla, H., & Karihaloo, B. L. (2003). Determination of size-independent specific fracture energy of concrete from three point-bend and wedge splitting tests. *Magazine of Concrete Research, 55*(2), 133-141.

Alam, S. Y., Saliba, J., & Loukili, A. (2014). Fracture examination in concrete through combined digital image correlation and acoustic emission techniques. *Construction and Building Materials, 69*, 232-242.

Ba & Kazemi, M. (1990). Determination of fracture energy, process zone longth and brittleness number from size effect, with application to rock and conerete. *International Journal of fracture, 44*(2), 111-131.

Bažant, Z. P., & Kazemi, M. T. (1991). Size dependence of concrete fracture energy determined by RILEM work-of-fracture method *Current Trends in Concrete Fracture Research* (pp. 121-138): Springer.

Bažant, Z. P., & Oh, B. H. (1983). Crack band theory for fracture of concrete. *Matériaux et construction, 16*(3), 155-177.

Bazant, Z. P., & Planas, J. (1997). *Fracture and size effect in concrete and other quasibrittle materials* (Vol. 16): CRC press.

Ben Ftima, M. (2013). *Utilisation de la méthode des éléments finis non-linéaires pour la conception des structures en béton armé: application aux structures massives*. Ph.D Thése. École Polytechnique de Montréal.

Ben Ftima, M., Sadouki, H., & Brühwiler, E. (2016). *Development of a computational framework for the use of nonlinear explicit approach in the assessment of concrete structures affected by alkali-aggregate reaction*. Paper presented at the Proceedings, 9th International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures, FRAMCOS.

Broek, D. Elementary Engineering Fracture Mechanics,(1986). *Sijthoff&Noordhoff, Alphen aan den Rijn, The Netherlands*.

Brühwiler, E., & Wittmann, F. (1990). Failure of dam concrete subjected to seismic loading conditions. *Engineering Fracture Mechanics, 35*(1-3), 565-571.

Brühwiler, E., & Wittmann, F. (1990). The wedge splitting test, a new method of performing stable fracture mechanics tests. *Engineering Fracture Mechanics, 35*(1-3), 117-125.

Buyukozturk, O., & Hearing, B. (1998). Crack propagation in concrete composites influenced by interface fracture parameters. *International Journal of Solids and Structures, 35*(31-32), 4055-4066.

CEB-FIP, C. (1991). Model code 1990. *Comite Euro-International Du Béton, Paris*, 87-109.

CEB-FIP, C. (2010). Model code 2010. *Comite Euro-International du Béton*.

Cifuentes, H., Alcalde, M., & Medina, F. (2013). Measuring the Size-Independent Fracture Energy of Concrete. *Strain, 49*(1), 54-59.

Cifuentes, H., & Karihaloo, B. L. (2013). Determination of size-independent specific fracture energy of normal-and high-strength self-compacting concrete from wedge splitting tests. *Construction and Building Materials, 48*, 548-553.

Colombo, I. S., Main, I., & Forde, M. (2003). Assessing damage of reinforced concrete beam using "b-value" analysis of acoustic emission signals. *Journal of Materials in Civil Engineering, 15*(3), 280-286.

Darwin, D., Barham, S., Kozul, R., & Luan, S. (2001). Fracture energy of high-strength concrete.

Duan, K., Hu, X., & Wittmann, F. (2003). Boundary effect on concrete fracture and non-constant fracture energy distribution. *Engineering Fracture Mechanics, 70*(16), 2257-2268.

Duan, K., Hu, X.-Z., & Wittmann, F. (2002). Explanation of size effect in concrete fracture using non-uniform energy distribution. *Materials and Structures, 35*(6), 326.

Duan, K., Hu, X.-Z., & Wittmann, F. H. (2003). Thickness effect on fracture energy of cementitious materials. *Cement and Concrete Research, 33*(4), 499-507.

Elices, M., Guinea, G., & Planas, J. (1992). Measurement of the fracture energy using three-point bend tests: Part 3—Influence of cutting the P-δ tail. *Materials and Structures, 25*(6), 327-334.

Guan, J., Li, Q., Wu, Z., Zhao, S., Dong, W., & Zhou, S. (2015). Minimum specimen size for fracture parameters of site-casting dam concrete. *Construction and Building Materials, 93*, 973-982.

Guinea, G., Planas, J., & Elices, M. (1992). Measurement of the fracture energy using three-point bend tests: Part 1—Influence of experimental procedures. *Materials and Structures, 25*(4), 212-218.

Haidar, K., Pijaudier-Cabot, G., Dubé, J.-F., & Loukili, A. (2005). Correlation between the internal length, the fracture process zone and size effect in model materials. *Materials and Structures, 38*(2), 201.

Hilleborg, A. (1985). The theoretical basis of a method to determine the fracture energy of concrete. *Materials and Structures, 18*, 291-296.

Hillerborg, A. (1983). Analysis of one single crack. *Fracture Mechanics of Concrete (Developments in civil engineering)*, 223-249.

Hu, X. (1998). Size effects in toughness induced by crack close to free edge. *AEDIFICATIO Publishers, Fracture Mechanics of Concrete Structures, 3*, 2011-2020.

Hu, X., & Duan, K. (2004). Influence of fracture process zone height on fracture energy of concrete. *Cement and Concrete Research, 34*(8), 1321-1330.

Hu, X., & Duan, K. (2007). Size effect: Influence of proximity of fracture process zone to specimen boundary. *Engineering Fracture Mechanics, 74*(7), 1093-1100.

Hu, X., & Wittmann, F. (2000). Size effect on toughness induced by crack close to free surface. *Engineering Fracture Mechanics, 65*(2), 209-221.

Jenq, Y., & Shah, S. P. (1985). Two parameter fracture model for concrete. *Journal of Engineering Mechanics, 111*(10), 1227-1241.

Karihaloo, B. L., Abdalla, H., & Imjai, T. (2003). A simple method for determining the true specific fracture energy of concrete. *Magazine of concrete research, 55*(5), 471-481.

Karihaloo, B. L., Murthy, A. R., & Iyer, N. R. (2013). Determination of size-independent specific fracture energy of concrete mixes by the tri-linear model. *Cement and Concrete Research, 49*, 82-88.

Li, Q., Guan, J., Wu, Z., Dong, W., & Zhou, S. (2015). Fracture behavior of site-casting dam concrete. *Materials Journal, 112*(1), 11-20.

Mindess, S. (1984). The effect of specimen size on the fracture energy of concrete. *Cement and Concrete Research, 14*(3), 431-436.

Muralidhara, S., Prasad, B. R., Eskandari, H., & Karihaloo, B. L. (2010). Fracture process zone size and true fracture energy of concrete using acoustic emission. *Construction and Building Materials, 24*(4), 479-486.

Muralidhara, S., Prasad, B. R., Karihaloo, B., & Singh, R. (2011). Size-independent fracture energy in plain concrete beams using tri-linear model. *Construction and Building Materials, 25*(7), 3051-3058.

Murthy, A. R., Karihaloo, B., Iyer, N. R., & Prasad, B. R. (2013). Determination of size-independent specific fracture energy of concrete mixes by two methods. *Cement and Concrete Research, 50*, 19-25.

Nallathambi, P., & Karihaloo, B. (1986). Determination of specimen-size independent fracture toughness of plain concrete. *Magazine of Concrete Research, 38*(135), 67-76.

Nallathambi, P., Karihaloo, B., & Heaton, B. (1984). Effect of specimen and crack sizes, water/cement ratio and coarse aggregate texture upon fracture toughness of concrete. *Magazine of concrete research, 36*(129), 227-236.

Ohno, K. (2015). Identification of the fracture process zone in concrete materials by acoustic emission *Acoustic Emission and Related Non-Destructive Evaluation Techniques in the Fracture Mechanics of Concrete* (pp. 41-55): Elsevier.

Ohno, K., Uji, K., Ueno, A., & Ohtsu, M. (2014). Fracture process zone in notched concrete beam under three-point bending by acoustic emission. *Construction and Building Materials, 67*, 139-145.

Ohno, K., Uji, K., Ueno, A., & Ohtsu, M. (2014). Fracture process zone in notched concrete beam under three-point bending by acoustic emission. *Construction and Building Materials, 67*, 139-145.

Ohtsu, M. (2015). *Acoustic emission and related non-destructive evaluation techniques in the fracture mechanics of concrete: fundamentals and applications*: Woodhead Publishing.

Otsuka, K. (1992). *Detection of fracture process zone in concrete by means of x-ray with contrast medium*. Paper presented at the Proceedings FRAMCOS.

Otsuka, K. (1994). Size effect in fracture process zone of concrete. *Size Effect in Concrete Structures, E & FN Spon*, 47-56.

Otsuka, K., & Date, H. (2000). Fracture process zone in concrete tension specimen. *Engineering Fracture Mechanics, 65*(2), 111-131.

Otsuka, K., Date, H., & Kurita, T. (1998). Fracture process zone in concrete tension specimens by X-ray and AE techniques. *Fracture Mechanics of Concrete Structures—Proceedings FraMCoS-3. AEDIFICATIO Publishers, Freiburg*, 1169-1182.

Otsuka, K., & Katube, H. (1993). Influences of aggregate size on the behavior of fracture process zone in concrete. *Doboku Gakkai Ronbunshu, 1993*(478), 109-116.

Planas, J., Elices, M., & Guinea, G. (1992). Measurement of the fracture energy using three-point bend tests: Part 2—Influence of bulk energy dissipation. *Materials and Structures, 25*(5), 305-312.

Polies Asmaro, W. (2013). Identification of concrete fracture parameters using digital image correlation and inverse analysis.

Rocco, C., Guinea, G. V., Planas, J., & Elices, M. (1999). Size effect and boundary conditions in the Brazilian test: experimental verification. *Materials and Structures, 32*(3), 210.

Saliba, J., Loukili, A., Regoin, J.-P., Grégoire, D., Verdon, L., & Pijaudier-Cabot, G. (2015). Experimental analysis of crack evolution in concrete by the acoustic emission technique. *Frattura ed Integrità Strutturale, 9*(34).

Saliba, J., Matallah, M., Loukili, A., Regoin, J.-P., Grégoire, D., Verdon, L., & Pijaudier-Cabot, G. (2016). Experimental and numerical analysis of crack evolution in concrete through acoustic emission technique and mesoscale modelling. *Engineering Fracture Mechanics, 167*, 123-137.

Saouma, V. E., Broz, J. J., Brühwiler, E., & Boggs, H. L. (1991). Effect of aggregate and specimen size on fracture properties of dam concrete. *Journal of Materials in Civil Engineering, 3*(3), 204-218.

Schumacher, T. (2008). *Acoustic emission techniques applied to conventionally reinforced concrete bridge girders*.

Shah, S. G., & Kishen, J. C. (2010). Fracture behavior of concrete–concrete interface using acoustic emission technique. *Engineering Fracture Mechanics, 77*(6), 908-924.

Shah, S. P., & Ouyang, C. (1993). Toughening mechanisms in quasi-brittle materials. *Journal of Engineering Materials and Technology, 115*(3), 300-307.

Shah, S. P., Swartz, S. E., & Ouyang, C. (1995). Fracture mechanics of concrete. *John Willy & Sons Inc, New York*.

Trunk, B., Schober, G., Helbling, A., & Wittmann, F. (1999). Fracture mechanics parameters of autoclaved aerated concrete. *Cement and Concrete Research, 29*(6), 855-859.

Trunk, B., & Wittmann, F. (2001). Influence of size on fracture energy of concrete. *Materials and Structures, 34*(5), 260-265.

Tschegg, E. K., Schneemayer, A., Merta, I., & Rieder, K. A. (2015). Energy dissipation capacity of fibre reinforced concrete under biaxial tension–compression load. Part II: Determination of the fracture process zone with the acoustic emission technique. *Cement and Concrete Composites, 62*, 187-194.

Tschegg, E. K., Schneemayer, A., Merta, I., & Rieder, K. A. (2015). Energy dissipation capacity of fibre reinforced concrete under biaxial tension–compression load. Part I: Test equipment and work of fracture. *Cement and Concrete Composites, 62*, 195-203.

Wu, K., Chen, B., & Yao, W. (2000). Study on the AE characteristics of fracture process of mortar, concrete and steel-fiber-reinforced concrete beams. *Cement and Concrete Research, 30*(9), 1495-1500.

Wu, K.-R., Chen, B., Yao, W., & Zhang, D. (2001). Effect of coarse aggregate type on mechanical properties of high-performance concrete. *Cement and Concrete Research, 31*(10), 1421-1425.

Zhao, Z., Kwon, S. H., & Shah, S. P. (2008). Effect of specimen size on fracture energy and softening curve of concrete: Part I. Experiments and fracture energy. *Cement and Concrete Research, 38*(8), 1049-1060.

ANNEXE A – MODÉLISATION LINÉAIRE ÉLASTIQUE DE LA FISSURATION

***Résolution du champ de contrainte à la pointe de fissure (tirée de* Shah et al. 1995) :**

Dans des conditions de contraintes planes, nous pouvons écrire :

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + X = 0 \quad et \quad \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + Y = 0 \tag{A-1}$$

Où X et Y sont les forces volumiques selon x et y. Et si l'on définit *u* et *v* pour les déplacements selon *x* et *y* alors :

$$\epsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x} \quad \epsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y} \quad \tau_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \tag{A-2}$$

Aussi, pour un matériau isotropique et élastique :

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E}\left(\sigma_x - \mu\sigma_y\right), \;\; \varepsilon_y = \frac{1}{E}\left(\sigma_y - \mu\sigma_x\right), \;\; \gamma_{xy} = \frac{2}{E}(1+\mu)\tau_{xy} \tag{A-3}$$

NB : On peut passer au mode de déplacement plan en modifiant E par $\frac{E}{(1-\mu^2)}$ et μ par $\frac{\mu}{(1-\mu)}$

Les équations x et y forment les équations qui gouvernent la description d'un problème plan.

Il est difficile de résoudre les équations pour un problème donné. Cependant, dans le cas où les forces s'appliquant au solide sont constantes, les conditions d'équilibres sont vérifiées en introduisant :

$$\sigma_x = \frac{\partial^2 \Psi}{\partial y^2} - Xx, \quad \sigma_y = \frac{\partial^2 \Psi}{\partial x^2} - Yy \quad \tau_{xy} = -\frac{\partial^2 \Psi}{\partial x \partial y} \tag{A-4}$$

Ce qui revient à trouver une fonction de Airy vérifiant :

$$\frac{\partial^4 \Psi}{\partial x^4} + 2\frac{\partial^4 \Psi}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 \Psi}{\partial y^4} = 0 \tag{A-5}$$

Aussi, la résolution utilisant une fonction complexe, permets de conduire à des fonctions analytiques répondant au problème de Cauchy associé. Et les contraintes et déplacements sont calculables.

La résolution du problème plan fait intervenir des fonctions de contrainte complexes. Soit la fonction complexe $Z(z)$ définie :

$$\mathrm{Z(z)} = \mathrm{Z_r(x,y)} + \mathrm{iZ_i(x,y)} \quad \text{avec } \mathrm{z = x + iy} \tag{A-6}$$

Afin que $Z(z)$ définissent une fonction analytique, alors les conditions de Cauchy-Riemann doivent être satisfaites :

$$\frac{\partial \mathrm{Z_r(x,y)}}{\partial \mathrm{x}} = \frac{\partial \mathrm{Z_i(x,y)}}{\partial \mathrm{y}} \quad \text{et} \quad -\frac{\partial \mathrm{Z_r(x,y)}}{\partial \mathrm{y}} = \frac{\partial \mathrm{Z_i(x,y)}}{\partial \mathrm{x}} \tag{A-7}$$

Ainsi, l'équation (2.5) devient :

$$\frac{\partial^4 \Psi}{\partial z^2 \partial \bar{z}^2} = 0 \tag{A-8}$$

L'équation (A1.3) se définit comme l'équation de compatibilité basée sur la fonction de contrainte complexe. Cette équation est satisfaite si Ψ à pour expression :

$$\Psi = \frac{1}{2}(\bar{z}\varphi_1(\mathrm{z}) + \overline{\bar{z}\varphi_1(\mathrm{z})} + \varphi_2(\mathrm{z}) + \overline{\varphi_2(\mathrm{z})}) \tag{A-9}$$

Avec $\varphi_1(\mathrm{z})$ et $\varphi_2(\mathrm{z})$ des fonctions analytiques vérifiant les conditions de Cauchy-Riemann décrite par l'équation (A.7)

Aussi, la substitution de (A.9) dans (A.4), et sous l'hypothèse où l'on peut négliger les forces de corps, alors nous obtenons les formules traduisant les contraintes :

$$\begin{aligned} \sigma_x + \sigma_y &= 2\left(\varphi_1{}'(\mathrm{z}) + \overline{\varphi_1{}'(\mathrm{z})}\right) \\ et \quad \sigma_y - \sigma_x + 2\mathrm{i}\tau_{xy} &= 2\left(\bar{z}\varphi_1{}''(\mathrm{z}) + \overline{\varphi_3{}'(\mathrm{z})}\right) \end{aligned} \tag{A-10}$$

Dans (A.10), le « ' » désigne la dérivée par rapport à « z » et $\varphi_3 = \frac{\partial \varphi_2}{\partial z}$.

De ces équations les composantes de contraintes se déduisent en séparant parties réelles et imaginaires. D'autre part, pour le cas à l'étude, les fonctions φ_1 et φ_3 respectant les conditions émises précédemment ainsi que les conditions aux frontières peuvent se définir par :

$$\varphi_1 = \frac{\sigma}{4}\left(2\sqrt{z^2 - a^2} - z\right) \;\; et \;\; \varphi_3 = \frac{\sigma}{2}\left(z - \frac{a^2}{\sqrt{z^2 - a^2}}\right) \tag{A-11}$$

Ainsi, les équations (A4) deviennent :

$$\begin{gathered} \sigma_x + \sigma_y = \sigma\left[2Re\left(\frac{z}{\sqrt{z^2 - a^2}}\right) - 1\right] \\ et \;\; \sigma_y - \sigma_x + 2i\tau_{xy} = \sigma\left[\frac{2ia^2 y}{(z^2 - a^2)^{\frac{3}{2}}} + 1\right] \end{gathered} \tag{A-12}$$

Enfin, nous passons aux coordonnées polaires dans la mesure où l'intérêt se porte sur le champ de contrainte à la pointe de fissuration, avec :

$$x = a + rcos\theta, \quad y = rsin\theta, \quad z = a + rcos\theta + irsin\theta \tag{A-13}$$

La transformation entre les deux systèmes de coordonnées, en négligeant les termes d'ordre supérieur de « r », et en séparant partie imaginaire de partie réelle permet d'obtenir les composantes des contraintes pour une plaque infinie fissurée en son centre et soumise à de la traction. Ces composantes s'écrivent telles que :

$$\begin{gathered} \sigma_x = \frac{K_I}{\sqrt{2\pi r}}\cos\frac{\theta}{2}\left(1 - sin\frac{\theta}{2}sin\frac{3\theta}{2}\right) \qquad \sigma_y = \frac{K_I}{\sqrt{2\pi r}}\cos\frac{\theta}{2}\left(1 + sin\frac{\theta}{2}sin\frac{3\theta}{2}\right) \\ \tau_{xy} = \frac{K_I}{\sqrt{2\pi r}}\cos\frac{\theta}{2}cos\frac{\theta}{2}cos\frac{3\theta}{2} \end{gathered} \tag{A-14}$$

Avec $K_I = \lim_{r\to 0}\sqrt{2\pi r\sigma_y}(r, \theta = 0)$

Qui, dans le cas à l'étude revient à : $K_I = \sigma\sqrt{\pi a}$

Il est important de noter que ces équations résolues depuis longtemps (Broek 1983), ne sont valables qu'à une petite distance de la pointe de fissure. Ce sont donc des équations locales aux environs de la fissuration.

***Superposition de K_I (tirée de* Shah et al. 1995) :**

Le principe de superposition est illustré dans la Figure A-1 ci-dessous :

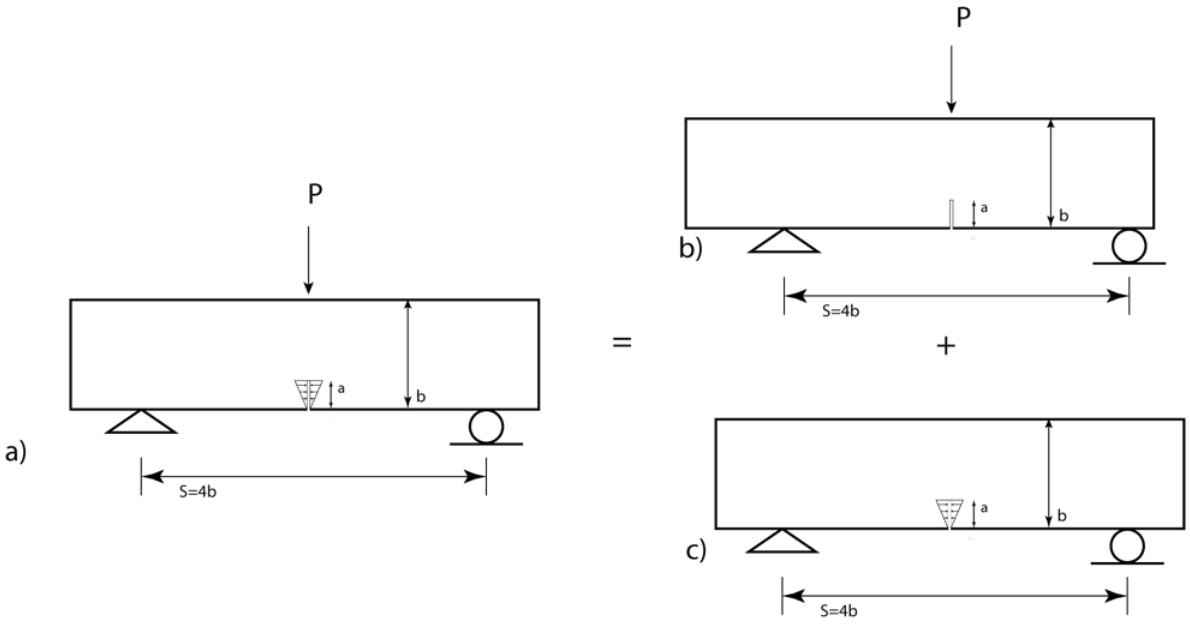


Figure A-1 : Illustration du principe de superposition pour une poutre en mode d'ouverture 1 en TPBT soumise à : (a) deux chargements différents, (b) une charge ponctuelle et (c) une charge distribuée (Inspiré de Shah et al 1995)

Ainsi, par la littérature ainsi que par l'intégration de l'effort sur la surface il est possible d'obtenir $K_I^{total} = K_I^{ponctuel} + K_I^{distribué}$

Formulation de K_I pour des géométries existantes (tirée de*(Surendra P. Shah, 1995) *:

Comme la superposition est possible pour des modes de déformations identiques alors nombres de facteurs d'intensités des contraintes ont été calculés afin de permettre des superpositions. Voici une série de valeurs usuelles de K_I avec les annotations a et b correspondant à la Figure A.1.

- Tension uni-axiale d'une plaque avec une fissure en son centre :

$$K_I = \sigma\sqrt{\pi a}\, g_1\left(\frac{a}{b}\right) \quad g_1\left(\frac{a}{b}\right) = \sqrt{\sec\left(\frac{\pi a}{2b}\right)} \tag{A-15}$$

- Essai de flexion trois points :

$$K_I = \sigma\sqrt{\pi a}\, g_1\left(\frac{a}{b}\right) \quad \sigma = \frac{3PS}{2b^2 t} \tag{A-16}$$

$$g_1\left(\frac{a}{b}\right) = \frac{1.0 - \frac{2.5a}{b} + 4.49\left(\frac{a}{b}\right)^2 - 3.98\left(\frac{a}{b}\right)^3 + 1.33\left(\frac{a}{b}\right)^4}{(1-\frac{a}{b})^{3/2}} \tag{A-17}$$

avec S=2,5b (portée de poutre)

- Tension uniaxiale d'une plaque avec une fissure d'un seul côté :

$$K_I = \sigma\sqrt{\pi a}\, g_1\left(\frac{a}{b}\right) \quad g_1\left(\frac{a}{b}\right) = 1.12 - \frac{0.231a}{b} + 10.55\left(\frac{a}{b}\right)^2 - 21.72\left(\frac{a}{b}\right)^3 + 30.39\left(\frac{a}{b}\right)^4 \tag{A-18}$$

- Tension uniaxiale d'une plaque avec une fissure de chaque côté :

$$K_I = \sigma\sqrt{\pi a}\, g_1\left(\frac{a}{b}\right) \quad g_1\left(\frac{a}{b}\right) = [1 + 0{,}122cos^2\left(\frac{\pi a}{2b}\right)]\sqrt{\frac{2b}{\pi a}\tan\left(\frac{\pi a}{2b}\right)} \tag{A-19}$$

- Plaque fissurée d'un seul côté et soumise à des forces de coins :

$$K_I = \frac{2P}{\sqrt{\pi a}}\, g_1\left(\frac{a}{b}, \frac{x}{a}\right) \tag{A-20}$$

$$g_1 = \frac{3.52(1-\frac{x}{a})}{(1-\frac{a}{b})^{3/2}} - \frac{5.35 - 5.28\frac{x}{a}}{\left(1-\frac{a}{b}\right)^{\frac{1}{2}}} + [\frac{1.3 - 0.30\left(\frac{x}{a}\right)^{\frac{3}{2}}}{\sqrt{1-\left(\frac{x}{a}\right)^2}} + 0.83 - \frac{1.76x}{a}][1 - \frac{\left(1-\frac{x}{a}\right)a}{b}] \tag{A-21}$$

Avec x la distance d'Application de la force par rapport au bord libre fissuré

Énergie de déformation (tirée de Shah et al. 1995) :

L'énergie potentielle totale d'une structure soumise à un essai de fendage (forces concentrées de chaque côté de la plaque), peut s'exprimer selon :

$$\Pi = U - F + W \tag{A-22}$$

Avec U l'énergie de déformation de la structure, F est le travail de la force appliquée et W est l'énergie pour la formation de la fissure. Les mêmes considérations que précédemment sur l'équilibre conduisent à :

$$\frac{\partial \Pi}{\partial a} = 0 \quad et \quad \frac{\partial (\mathrm{F} - \mathrm{U})}{\partial a} = \frac{\partial \mathrm{W}}{\partial a} \tag{A-23}$$

À cette équation, deux types de conditions aux frontières sont considérées pour la résolution, avec $F = Pu$: Déplacement u du point de chargement nul et chargement P constant. Qui conduisent à :

$$-\left[\frac{\partial U(a,u)}{\partial a}\right]_u = \frac{\partial \mathrm{W}}{\partial a} \quad (dérivée \text{ à } déplacement\ constant) \tag{A-24}$$

$$\left[\frac{\partial U^*(a,P)}{\partial a}\right]_P = \frac{\partial \mathrm{W}}{\partial a} \quad (dérivée \text{ à } force\ constante) \tag{A-25}$$

Où $U^* = \left\{\frac{\partial}{\partial a}[Pu(P) - U(a,P)]\right\}_p$ est l'énergie complémentaire de déformation de la structure, fonction de la charge et de la longueur de fissuration. Alors que U est fonction de la longueur de fissure et de la déformation.

D'un côté ont introduit G comme le taux d'énergie de déformation libérée pour la propagation d'une fissure unitaire, pour une structure d'épaisseur t. G découlent des 2 conditions de chargements dont le but est la propagation de la fissure. Ainsi G est fonction du chargement, de la géométrie, de la taille ainsi que des conditions aux frontières. De l'autre côté, et pour caractériser uniquement le matériau à la fissuration, on introduit G_c le taux critique d'énergie libéré du matériau. G_c est considéré être une constante associée à un matériaux linéaire élastique traduisant l'instant de propagation de la fissure. Cela s'écrit :

$$Gc = \frac{1}{t}\frac{\partial \mathrm{W}}{\partial a} et \tag{A-26}$$

On obtient une condition nécessaire pour l'état d'équilibre de la structure durant la propagation de la fissure en matériaux élastiques linéaires:

$$G = \frac{1}{t}\left[\frac{\partial U^*(a,P)}{\partial a}\right]_P \; pour\ le\ cas\ de\ chargement\ en\ force\ constante \tag{A-27}$$

$$G = \frac{-1}{t}\left[\frac{\partial U(a,u)}{\partial a}\right]_u \; pour\ le\ cas\ de\ chargement\ déplacement\ constant \tag{A-28}$$

$$G = \frac{1}{t}\left[\frac{\partial U^*(a,P)}{\partial a}\right]_P = \frac{-1}{t}\left[\frac{\partial U(a,u)}{\partial a}\right]_u \tag{A-29}$$

Et, $$G = G_c \tag{A-30}$$

<u>Évaluation de G_Q</u> **<u>(tirée de Shah et al. 1995) :</u>**

Afin d'utiliser les principes énergétiques, il nous faut calculer G_Q. Par les équations précédentes on peut utiliser :

- U : Énergie de déformation
- U* : Énergie de déformation complémentaire

Cependant et à la différence du cas linéaire, ces deux énergies ne sont pas égales.
Aussi, quand U est utilisé il faut l'exprimer en fonction de la longueur de la fissure et la déformation, et concernant U* il faut utiliser la longueur de la fissure et la contrainte.

Ainsi : $$U(a,\epsilon) = \int_0^V U_d(a,\epsilon)dV \quad et \quad U^*(a,\sigma) = \int_0^V {U_d}^*(a,\sigma)dV \tag{A-31}$$

Où V est le volume du spécimen, et $U_d(a,\epsilon)\ et\ {U_d}^*(a,\sigma)$ sont les densités d'énergie de déformation.

Ces deux énergies se calculent en se basant sur la courbe contrainte-déformation donnée pour un matériau, comme indiqué Figure A-2.

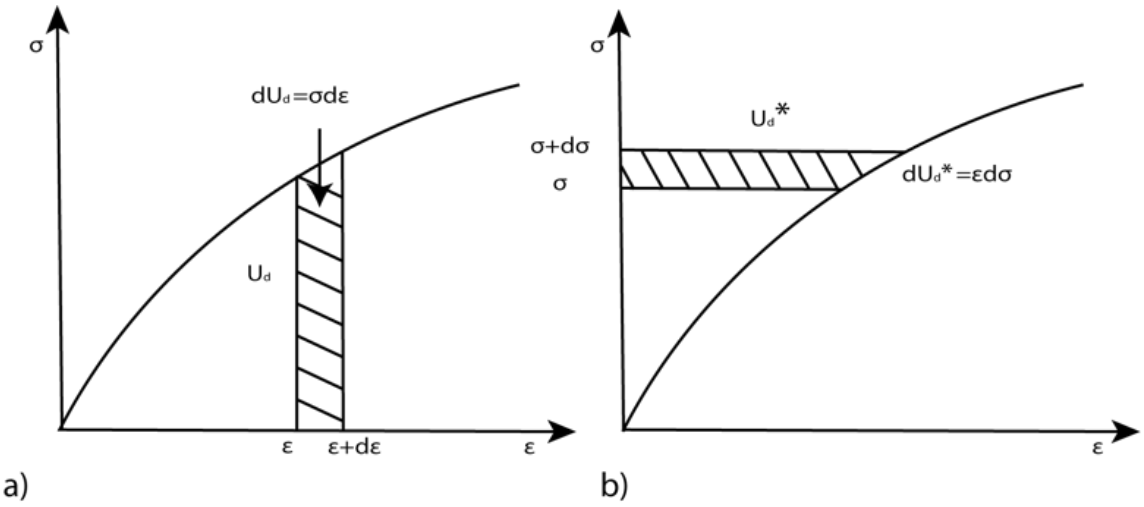


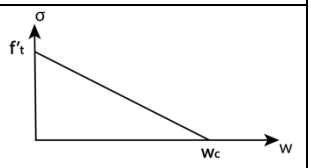
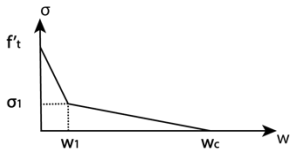
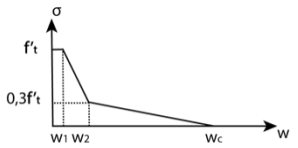
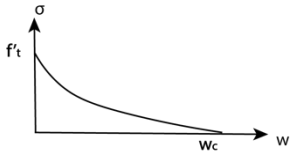
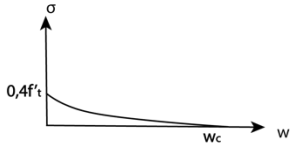
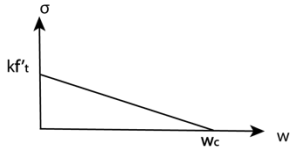
Figure A-2 : (a) Densité d'énergie de déformation (b) Densité d'énergie de déformation complémentaire (Issue de Surendra P. Shah et al. 1995)

Aussi, G_Q se calcule par les deux conditions (Point de chargement fixe, chargement constant), et est identique dans les deux cas.

Détermination de σ(w)* (tirée de Shah et al. 1995) *:

En raison de la difficulté d'obtenir les courbes de pression cohésive exacte et exploitable, des modèles ont été mis en place au cours des années afin de pouvoir utiliser cette courbe comme une loi comportementale.

Tableau A-1 Différents profils de courbe de pression cohésive pour la FPZ (issue de Shah et al. 1995)

Type	Expression	Shape
Courbe linéaire	$\sigma = f_t'(1 - \frac{w}{w_c})$	
Courbe bilinéaire	$\sigma = \begin{cases} f_t' - f_t'(1-\sigma_1)\frac{w}{w_1} & for\ w \le w_1 \\ \sigma_1 - \sigma_1(w-w_1)/(w_c-w_1) & for\ w \ge w_1 \end{cases}$	
Courbe tri-linéaire	$\sigma = \begin{cases} f_t' & for\ w \le w_1 \\ f_t' - 0{,}7f_t'(w-w_1)/(w_2-w_1) & for\ w_1 \le w \le w_2 \\ 0{,}3f_t'((w_c-w)/(w_c-w_2) & for\ w_2 \le w \le w_c \end{cases}$	
Courbe exponentielle	$\sigma = f_t^{'} e^{Aw^B}$ Où A et B sont des constantes	
Courbe à la puissance	$\sigma = 0{,}4f_t'(1 - \frac{w}{w_c})^{1,5}$	
Courbe bilinéaire avec $w_1 = 0$	$\sigma = kf_t'(1 - \frac{w}{w_c})$	

Modèle à deux paramètres de Jenq et Shah* (tirée de Shah et al. 1995) *:

Jenq et Shah (Jenq & Shah, 1985) ont établi un modèle à deux paramètres, basé sur la réponse en fissuration élastique des structures. Via un cycle de chargement allant jusqu'à la valeur maximale de la contrainte, puis de déchargement et de chargement, les auteurs décomposent le CMOD en deux parties : Une composante élastique et une composante inélastique.

$$CMOD_c = CMOD_c^e + CMOD_c^p \tag{A-32}$$

Les valeurs (mesurées) de $CMOD_c^e$ et σ_c permettent selon les équations de la LEFM vue précédemment, de remonter au facteur d'intensité ${K_{Ic}}^s$ (Facteur d'intensité de contrainte critique en mode I associé au modèle a deux paramètres de Jenq et Shah) et au $CTOD_c^e$:

$$K_{Ic} = \sigma_c\sqrt{\pi a_c}\, g_1\left(\frac{a_c}{b}\right) \tag{A-33}$$

$$CMOD_c^e = \frac{4\sigma_c a_c}{E} g_2\left(\frac{a_c}{b}\right) \tag{A-34}$$

$$CTOD_c^e = CMOD_c^e\, g_3\left(\frac{a_c}{b}, \frac{a_0}{a_c}\right) \tag{A-35}$$

Où les g_i sont les fonctions géométriques vu au chapitre LEFM, et sont décrites précédemment selon les géométries à l'étude. Elles sont aussi présentes dans divers Manuel de LEFM accessible pour le lecteur.

Les conclusions de Jenq et Shah suites à une campagne expérimentale sur plusieurs géométries, mais un à matériau unique est que Ki et le $CTOD_c^e$ sont des constantes liées au matériau.

Ainsi, le modèle de Jenq et Shah (Jenq & Shah, 1985) propose de considérer ces paramètres comme propriétés de fissuration critique caractérisant un matériau quasi-fragile, comme les équations suivantes :

$$K_{Ic} = {K_{Ic}}^s \tag{A-36}$$

$$CTOD = CTOD_c \tag{A-37}$$

Et qu'importe la géométrie, pour un matériau donné soumis à la charge de fissuration critique, ces équations seront vérifiées, et elles forment le modèle à deux paramètres.

On constate que, à partir de la procédure précédente de détermination des valeurs de $K_{Ic}{}^{s} et\ CTOD_c$, que la fissure élastique efficace présente une compliance égale à la compliance en déchargement de la structure réelle. Par conséquent, le modèle de fracture à deux paramètres détermine les états de fracture critiques d'une structure en fonction de sa réponse élastique.

En possession de ces valeurs, Jenq et Shah à l'instar de la longueur caractéristique de Hillerborg, introduisent Q qui est proportionnel à la FPZ. Et comme son analogue la longueur caractéristique, Q peut servir à caractériser la fragilité de la structure, et s'écrit sous la forme :

$$Q = \left(\frac{E * CTOD_c}{K_{Ic}^{s}}\right)^2 \tag{A-38}$$

Modèle à effet d'échelle de Bazant et Kazemi* (tirée de Shah et al. 1995) *:

Bazant et Kazemi (Ba & Kazemi, 1990) utilisent les hypothèses de la fissuration élastique effective. Afin de considérer justement l'importance et l'influence des effets d'échelles, des expériences composées avec des structures à géométries similaires, mais dont le ratio « encoche initiale, hauteur de poutre » reste constant (Figure 2-10).

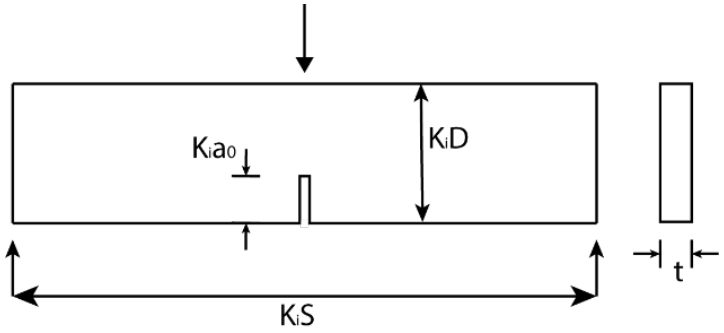


Figure A-3 : Géométrie des échantillons test dans l'analyse du modèle à effet d'échelle de Bazant et Kazemi, pour Ki variable (adaptée de Surendra P. Shah 1995)

Dans le cadre de ces géométries : la contrainte nominale s'écrit :

$$\sigma_{Nc} = \frac{c_n P_c}{tD} \tag{A-39}$$

Avec c_n un coefficient qui dépend du type de structures, P_c la charge verticale critique, et t l'épaisseur de poutre.

Sous l'hypothèse que l'énergie de fissuration à la rupture est une fonction lisse des dimensions de la structure et de sa FPZ, alors Bazant établie une expression asymptotique de la contrainte nominale à la rupture, qui jusqu'à $\frac{D}{D_0} = \frac{1}{20}$ peut-être tronqué au terme linéaire, représentant le modèle à effet d'échelle pour des structures similaires :

$$\sigma_{Nc} = \frac{Bf_t'}{\sqrt{1 + \frac{D}{D_0}}} \tag{A-40}$$

Et, B et D_0 sont basés sur l'approche par fissuration élastique effective. Aussi, cette approche est basée sur la LEFM, le taux d'énergie libéré est :

$$G_{Ic} = \frac{{\sigma_{Nc}}^2 D}{E c_n^2} g\left(\frac{a_c}{D}\right) \quad et \quad g\left(\frac{a_c}{D}\right) = \frac{c_n^2 \pi a_c}{D} g_1^2\left(\frac{a_c}{D}\right) \tag{A-41}$$

Avec $a_c = a_0 + \Delta a_c$

A ce stade Bazant et Kazemi proposent de considérer comme propriétés de fissuration critique (caractérisant un matériau quasi-fragile) le taux critique d'énergie libérée et l'extension critique de la fissure pour une structure infiniment large :

$$G_f = \lim_{D \to \infty} G_{Ic} \tag{A-42}$$

$$c_f = \lim_{D \to \infty} \Delta a_c \tag{A-43}$$

En passant aux limites sur $\frac{D}{D+Do} et\ g\left(\frac{a_c}{D}\right)$, et en supposant que l'extension de la fissure est négligeable par rapport à la fissure initiale.

$$G_f = \frac{B^2 f_t^2 D_0}{E c_n^2} g\left(\frac{a_0}{D}\right) \tag{A-44}$$

Enfin, pour obtenir c_f l'utilisation des développements de Taylor de $g\left(\frac{a_f}{D}\right)$ puis le passage à la limite comme précédemment :

$$c_f = \frac{g(\frac{a_0}{D})}{g'(\frac{a_0}{D})} D_0 \tag{A-45}$$

Puis:

$$Bf_t' = c_n \left[\frac{EG_F}{c_f g'(\frac{a_0}{D})} \right]^{1/2} \tag{A-46}$$

et de là :

$$\sigma_{Nc} = c_n \left[\frac{EG_F}{g'\left(\frac{a_0}{D}\right) c_f + g(\frac{a_0}{D}) D} \right]^{1/2} \tag{A-47}$$

Aussi, ce modèle permet de déterminer les contraintes critiques lorsque G_F et c_f sont connu, et l'effet de taille est pris en compte dans les fonctions géométriques g. De plus, σ_{Nc} décroit en augmentant D, au regard des fonctions g et g' qui sont constantes pour des géométries similaires.

<u>Modèle de fissuration élastique effective de Karihaloo et Nallathambi (tiré de Shah et al. 1995) :</u>

Dans celui-ci (Nallathambi & Karihaloo, 1986), le principe de Jenq et Shah est repris, cependant, une compliance sécante (en connectant le chargement maximal et l'origine) est utilisée au lieu de la partie élastique de la compliance en déchargement. Ainsi il est possible de déterminer la longueur effective de la fissuration critique associée au chargement maximum, et d'utiliser cette valeur pour déterminer ${K_{Ic}}^e$. Cela passe par une méthode utilisant l'essai de flexion trois point de plusieurs spécimens (au moins 4 par type de matériaux), ou dépendamment de la géométrie des spécimens les fonctions géométriques sont utilisées afin d'effectuer une régression pour estimer a_c.

Le point important de ce modèle est l'inclusion des effets de déformations élastiques, mais aussi inélastiques dans la longueur de fissuration effective critique. De ce fait, cette donnée est plus « juste » et sera plus grande que celle obtenue par le modèle de Jenq et Shah (qui n'inclus que les effets de la déformation élastique).

ANNEXE B – EFFETS D'ÉCHELLES

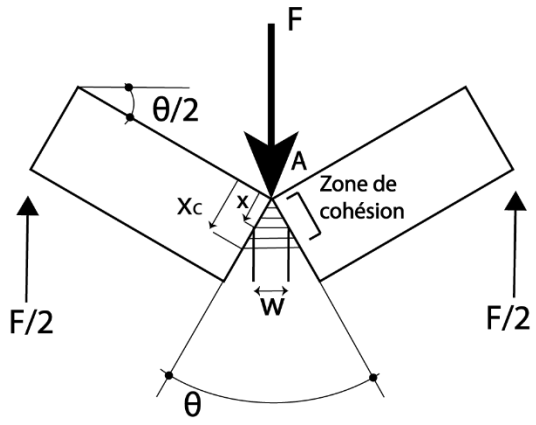
Modélisation de la cinématique des corps-rigides (tiré de Elices et al.1992) :

Cas à l'étude : Essai en flexion trois points.

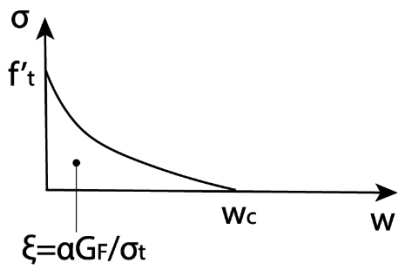
Sous l'hypothèse d'un appui parfaitement ponctuel et d'un système à compensation de poids, le chargement zéro n'est pas parfaitement connu en raison de la méconnaissance concernant l'exacte répartition du poids.

De plus si l'on considère un système à correction de poids, on peut modéliser la poutre en fin d'expérience par le modèle de cinématique de corps rigides de Peterson avec les hypothèses suivantes :

- La poutre se compose de deux parties rigides
- La connexion entre les deux se fait par la zone de fissuration
- Fissuration plane
- Zone comprimée concentrée en un point unique à la surface de la poutre
- $\sigma(w)$ est connue



(a) Cinématique du corps rigide à l'étape finale de l'essai trois points



(b) Courbe d'adoucissement avec formulation de son centroïde

Figure B-1 : Modélisation de la cinématique de corps rigide (tirée de Elices et al. 1992)

Avec ξ le centroïde de la fonction $\sigma(w)$, et x_c l'endroit pour lequel l'adoucissement est total, c'est-à-dire $w(x_c) = w_c$

Et où α dépend de la forme de $\sigma(w)$:

- $\alpha = 1$ Pour une forme rectangulaire
- $\alpha = 1/2$ Pour une forme linéaire
- $\alpha = 2/3$ Pour une forme exponentielle

La relation géométrique explicitant l'ouverture w s'écrit alors :

$$w = 2xsin(\frac{\theta}{2}) \tag{B.1}$$

Ce qui sous l'hypothèse des petits angles donne :

$$w \approx \theta x \tag{B.2}$$

Connaissant $\sigma(w)$, le moment central peut s'écrire sous la forme :

$$M = \int_o^{x_c} \sigma(w)Bxdx = B\int_0^{x_c} \sigma(\theta x)xdx = \frac{B}{\theta^2}\int_0^{x_c} \sigma(w)wdw = \frac{\alpha B {G_F}^2}{f_t'\theta^2} \tag{B.3}$$

Avec B l'épaisseur de la poutre

Cette équation peut se réécrire sous la forme :

$$\frac{M}{B} = A\theta^{-2} \quad et \quad A = \frac{\alpha {G_F}^2}{f_t'} \tag{B.4}$$

Et la courbe $P - \delta$ s'obtient en appliquant :

$$M = \frac{PS}{4} \quad et \quad \theta = \frac{\delta 4}{S} \tag{B.5}$$

Avec S, la portée entre les appuis de la poutre

Ainsi :

$$P = BSA\frac{1}{4\delta^2} \tag{B.6}$$

Enfin, lors de l'expérimentation, Elices décrit la perte d'information dû à l'arrêt du test au point B pour lequel l'effort final n'est pas égal à zéro, comme représenté sur la Figure 2-15.

Ainsi on se retrouve avec un travail ΔW_{tail} non considéré décrit par la partie rayée sur la Figure 2-15.

Afin d'estimer ce travail, on décide de négliger la partie décrite par OA'A, ce qui permet d'écrire ΔW_{tail} tel que :

$$\Delta W_{tail} = P_f \delta_f + \int_{\delta_f}^{\infty} P d\delta = \frac{BSA}{4\delta_f} + \frac{BSA}{4\delta_f} = \frac{BSA}{2\delta_f} \tag{B.7}$$

De ce fait, le travail mesuré s'écrit comme le travail total moins ΔW_{tail}

$$\begin{aligned} W = G_F Bb - \Delta W_{tail} = G_F Bb - \frac{BSA}{2\delta_f} = G_F B(b - b_0) \;\; et \quad b_0 = \frac{SA}{G_F 2\delta_f} \;\; et \; b \\ = D - a \;\; (segment \; fissuré) \end{aligned} \tag{B.8}$$

Enfin il est important de remarque que si les expériences conduisent à un angle de rotation de la poutre au point B faible, alors δ_f et S sont constant, et donc $b_0$aussi. De ce fait on peut écrire :

$$G_F = \frac{W}{B(b - b_0)} \tag{B.9}$$

ANNEXE C – WOOD-INSERT

Ci-dessous, des photos des Wood-inserts et des plots de suivi utilisés pour l'instrumentation des blocs destinés au fendage.

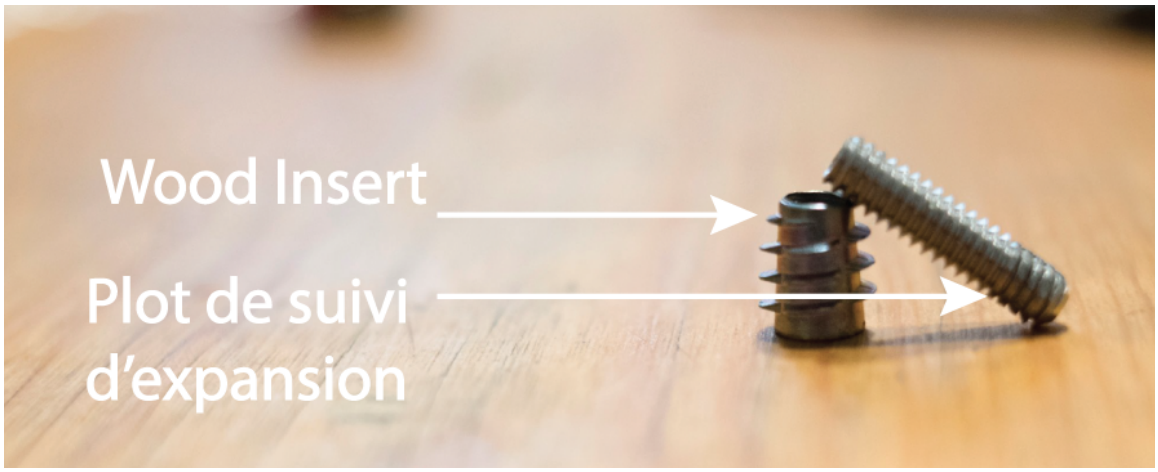


Figure C-1: Wood-Insert et plot de suivi d'expansion non assemblés

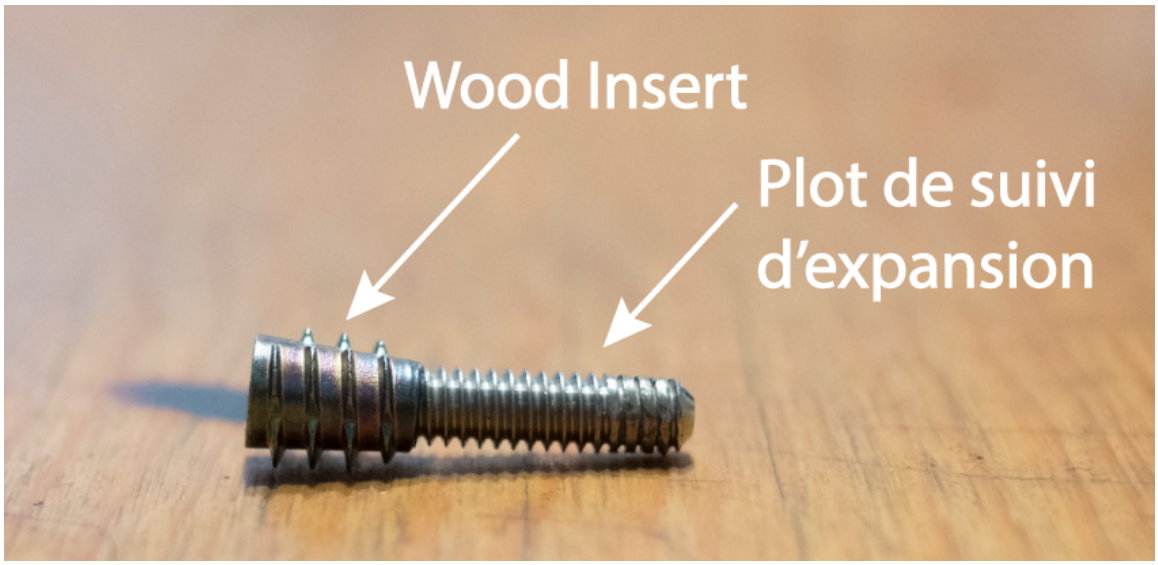


Figure C-2: Wood-Insert et plot de suivi d'expansion assemblés

ANNEXE D – DETERMINATION DE LA CONTRAINTE DANS LE SPÉCIMEN LORS DE LA LEVÉE

Tableau D-1: Vérification du non-endommagement du spécimen à 48h par l'utilisation du système de préhension selon Collins et Mitchell 1991

Calcul de l'effort axial limite dans les vis avant endommagement dans la masse par de la traction

Dimensions du système de préhension en mm		
Hauteur en contact h_b	80	mm
Largeur en contact	600	mm
h_b/h	0,09	-

Comme le plan de fissuration est au centre il convient de considérer la répartition des contraintes dans les deux sens : donc 2 fois la contrainte à 0,5x		
Valeur max de f_y/f_o principale	0,35 (conservateur)	-
Valeur max de f_y/f_o symétrie	0,35 (conservateur)	-

On pose comme valeur limite pour ne pas endommager le béton, une contrainte max en traction de 1 Mpa		
f_y	1	Mpa
F' effort axial	475,71	kN
$f_{1'}$ effort dans une vis	237,85	kN

Calcul de l'effort axial dans les vis à fournir pour lever le spécimen

Données		
Contact système/spécimen	Supposé acier-acier	Conservateur
µ béton/acier	0,45	-

On fait l'équilibre du système		
$F = P/\mu$ béton/acier	7534,08	N
$f_1 = F/2$	3,76	kN
f_1 avec un coefficient de sécurité de 1,5	5,65	kN

Vérification que l'effort d'endommagement est bien plus grand que l'effort de levée

Vérification que l'effort axial de levé est bien inférieur à l'effort axial limite		
$f_1/f_{1'}$	0,0237	Pas de problèmes

La valeur de la contrainte de traction calculée selon Collins et Mitchell 19997 est :

$$f_y = \frac{0{,}7 * 7534}{600 * 555} = 0{,}016\ MPa$$

ANNEXE E – MODÉLISATION ABAQUS DES CONTRAINTE DANS LE SPÉCIMEN

- . Ec (48h) = 18500 MPa
- $f'c$ (48h) = 10 MPa
- $f't$ (48h) = 1 MPa
- Pression appliquée = 0,157 MPa
- Côté d'application : Longueur L (600mm)
- Type d'analyse : Implicite
- On pose des appuis afin d'empêcher les

La modélisation sous le logiciel Abaqus donne un état de contrainte comme représenté figure

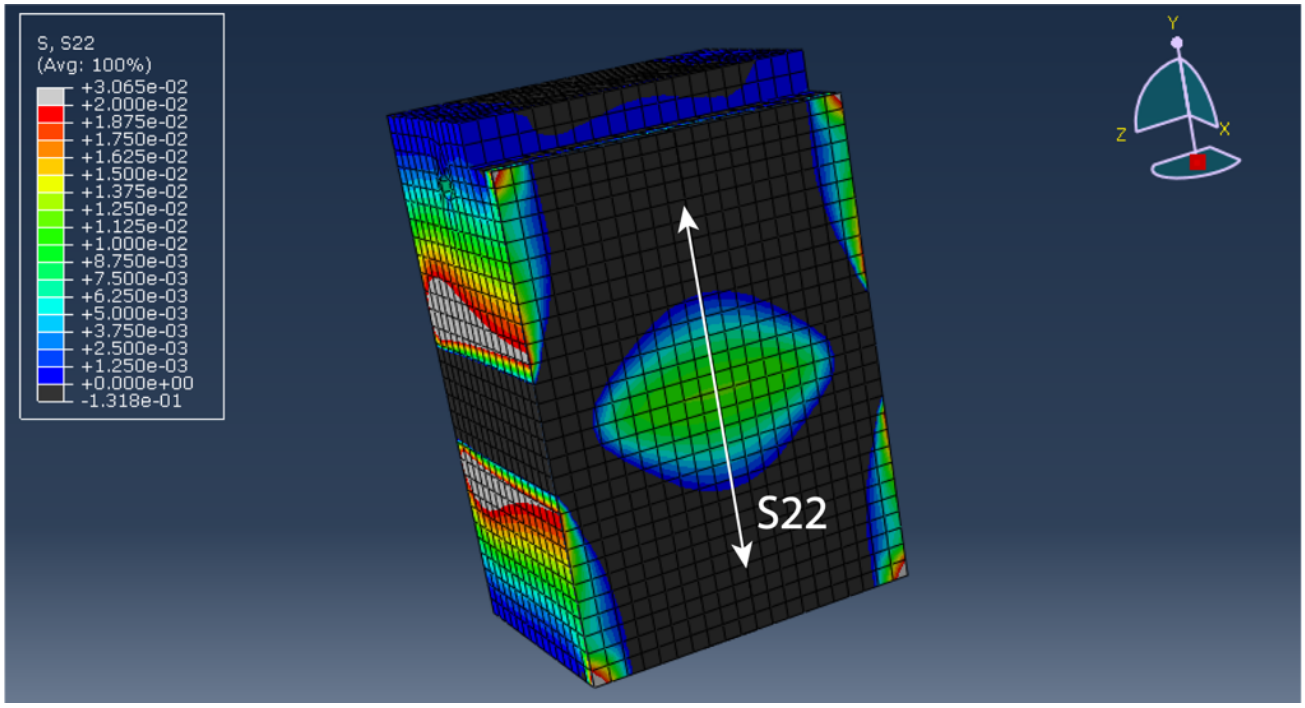


Figure E-1 : Etat des contrainte de traction S22 sous la charge de levée

Via l'utilisation de l'outil « Path », le profil des contraintes en traction dans le plan de fissuration, et centré sur la zone d'application de la pression est représenté ci-dessous :

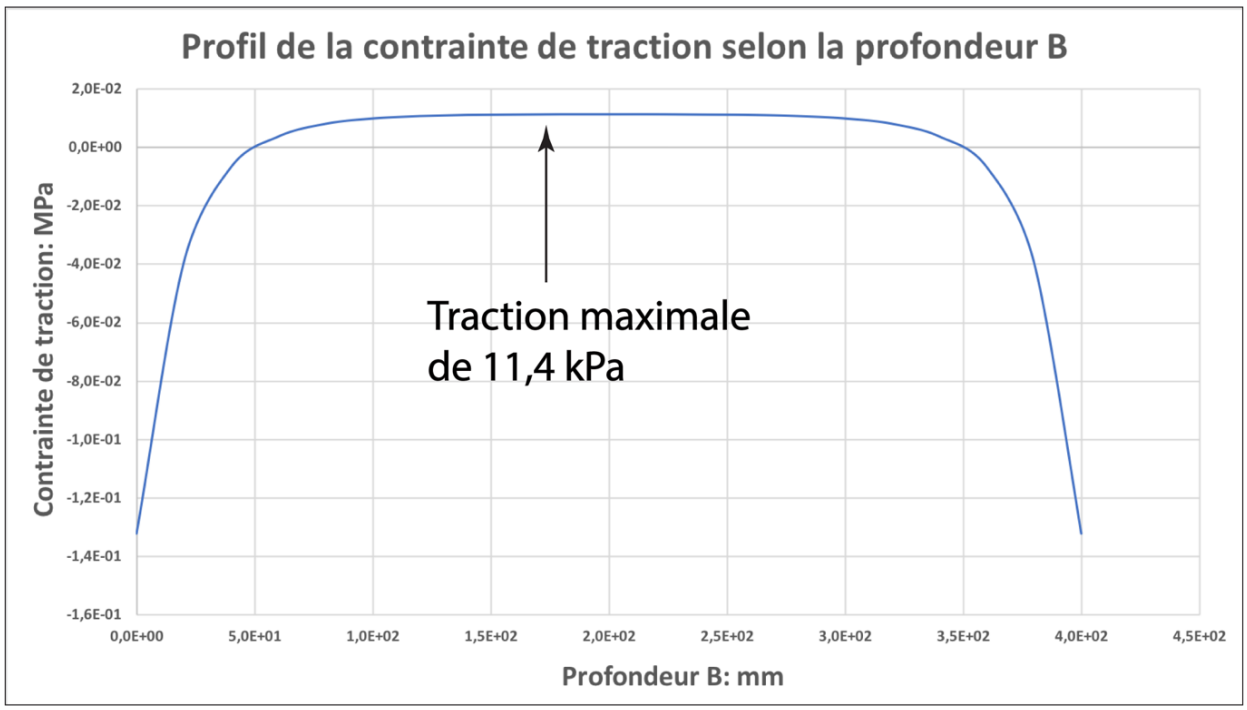


Figure E-2: Contrainte de traction selon la profondeur, au centre de l'application de la force

ANNEXE F– PROTOCOLE DE MESURES DE SUIVI D'EXPANSION

Les divers plots de mesures décrit lors de la section 3.4.2 et 3.5.3.3 servent à suivre l'expansion des blocs de béton ainsi que des carottes, sous l'effet de la RAG.
A ce titre, deux types de mesures sont effectuées :

- Mesure au DEMEC : Utilise les pots décrit précédemment
- Mesure au Scanner 3D : Instrument très peu utilisé dans ce projet, mais dont la finalité est de remplacer les mesures au DEMEC

Afin d'assurer la pérennité des mesures, 2 protocoles expérimentaux sont émis afin de réaliser les mesures dans les bonnes conditions, et toujours de manière identique :

Procédure Scan 3D :

- Brancher le scanner
- Ouvrir Vxelement
- Cliquer sur VxScan puis sur la flèche bleue
- Enregistrer le projet
- Étalonnage du scanner
    - Ouvrir la plaque de calibration (tenir la plaque en mode portrait et non paysage)
    - Allumer le scanner avec le gros bouton
    - Suivre les instructions à l'écran
- Réglage de la luminosité
    - Allumer le scanner
    - Fixer la pièce à l'étude
    - Il faut le maximum de jaune
- Choisir résolution, 0.2 est le minimum → impact sur la taille du fichier
- Coller les cibles sur le spécimen

  - Entre 20 mm et 100 mm
  - 3 à 4 mm des bords
  - Pattern irrégulier
  - Le scanner doit voir en tout temps 6 cibles minimum (pour les phases de transfert de face)
  - Possibilité de rajouter des cibles pendant la phase de scan

- Cliquer sur numériser
- Allumer le scanner à chaque fois que l'on veut scanner
- Scanner en « étoile »
- Cliquer sur numériser quand c'est fini (peut prendre du temps)
- Enregistrer le projet (peut prendre du temps)

Pour tout problème ou interrogation, aller voir le power point qui est sur le bureau, il est vraiment complet

Procédure DEMEC :

- Demec 200 mm
- Demec 150 mm

- Prise du zéro sur l'étalon
- Positionnement du côté effectuant la mesure (Pivot) dans le plot du côté de la lettre d'alphabet la plus avancée :
  - Ex : Mesure de FG, le côté amovible va du côté G
- Positionnement du côté fixe dans l'Autre plot
- APPLICATION D'UN EFFORT :

    - Ce point et très important, car à la vue de la sensibilité du DEMEC, il faut bien le positionner perpendiculaire au spécimen et appuyer de manière « symétrique » afin de stabiliser la mesure et d'avoir de la répétabilité.
    - Faire légèrement bouger le DEMEC pour assurer le contact partout
- Prise de mesure

Les données sont stockées dans trois fichiers différents :

- Pour les cylindres : Un fournit par l'IREQ pour un de leur projet, renommé pour utilisation ici. Il y a donc des formules présentes pour le calcul de l'expansion.
- Pour les Wedge 300*300*200 : Un inspiré du format de ceux de l'IREQ, mais sans les formules d'expansion
- Pour les Wedge 600*600*400 : Un inspiré du format de ceux de l'IREQ, mais sans les formules d'expansion

ANNEXE G – PROTOCOLE DE MESURES ACOUSTIQUES

Ci-dessous est écrit le protocole de lancement de l'acquissions acoustique afin de ne pas commettre d'erreurs dans les paramétrages.

- Brancher le câble USB qui relie le laptop au boîtier d'acquisition.
- Appuyer sur l'icône Vallen. Le menu des sous-programmes s'ouvre.
- Choisir « acquisition ».

Il y a 4 sous-parties :

- La première est la détection du Hardware et son réglage. Vérifier le réglage compatible avec les capteurs VS150-M.
- Le second est pour choisir le nom du fichier ainsi que son répertoire. Le répertoire. Le nom dépendra des tests que tu auras à faire (Voir suite).
- Le troisième est pour effectuer les réglages capteurs :
    - Premier onglet : Cocher les cases indiquant l'acquisition TR.
    - Deuxième onglet : Paramétrage des 8 capteurs. Effectuer le réglage d'un, puis faire CTR+C (choisir « sélectionner tout ») et CTR+V. Les réglages sont :
        - Seuil : 40 dB ou 15 dB (dépendamment du test de bruit, de pulsar, ou béton)
        - Reartime : 1ms
        - Range filter : 25 kHz-300kHz
- Le quatrième est pour lancer l'acquisition : Appuyer sur le bouton avec le petit rond rouge, et ensuite le bouton « pause » puis « stop » pour arrêter l'acquisition.

Deux tests de calibrage sont à réaliser avant de lancer l'expérience.

- Test de bruit : JX-AX-X Capt1-8 VS5150-M-Test_Bruit-Range 25-300 Hz et avecTR-Seuil15dB.
    - Lancer l'acquisition en respectant les réglages plus hauts, et laisser l'acquisition se faire pendant 3-4 minutes.
    - Couper l'acquisition via le bouton « Pause » puis « stop ».
    - Vérifier via le module AE que l'amplitude maximale du bruit ne dépasse pas 30dB. Sinon, reprendre le positionnement des capteurs et vérifier les sources de bruit externe : Compresseur, machine tournante etc...
- Test de Pulsation : JX-AX-X Capt1-8 VS150-M - Test_Pulsar-Range 25-300 Hz et avecTR-Seuil40dB.
    - Lancer l'acquisition en respectant les réglages plus hauts, et lancer le mode « Pulsar » via le bouton au-dessus du bouton de lancement. Le test dure 30 secondes est se fini quand toutes les diodes en face du boîtier sont vertes et statiques.
    - Couper l'acquisition via le bouton « Pause » puis « stop ».
    - Vérifier via le module AE que les matrices soient symétriques. Sinon, reprendre le positionnement des capteurs.
- Test Final: JX-AX-X Capt1-8 VS150-M - Test_Béton-Range 25-300 Hz et avecTR-Seuil40dB
    - Lancer l'acquisition en respectant les réglages plus hauts, et attendre la fin de l'expérience.
    - Couper l'acquisition via le bouton « Pause » puis « stop ».

NB : Dans le terme JX-AX-X, les X sont à remplacer en fonction des indicatifs du spécimen.