



UNIVERSITE DE TLEMCCEN, ALGERIE

Spécialité : Génie Civil

Option : Génie Parasismique



ECOLE CENTRALE DE NANTES, FRANCE

Ecole Doctorale : Sciences Pour l'Ingénieur (SPI)

Spécialité : Génie Civil

THESE (EN-COTUTELLE)

Présentée pour l'obtention du **grade de DOCTORAT 3^{ème} Cycle**

Par : M Belbachir Ahmed

Sujet de thèse :

Etude expérimentale et numérique de l'effet d'échelle dans les structures en Béton Armé soumises au cisaillement

Soutenue publiquement, le / / , devant le jury composé de :

Pr Megnounif Abdellatif	Professeur	Université de Tlemcen, Algérie	Président
Pr Matallah Mohammed	Professeur	Université de Tlemcen, Algérie	Directeur
Pr Loukili Ahmed	Professeur	Ecole Centrale de Nantes, France	Co- Directeur
Dr Alam Syed-Yasir	MC	Ecole Centrale de Nantes, France	Co-Encadrant
Dr Yurtdas Ismail	MC-HDR	Université de Reims, France	Rapporteur
Dr Ouzaa Kheira	MC-HDR	USTO-Oran, Algérie	Rapporteur

Remerciements

Je tiens tout d'abord à exprimer mes profonds remerciements à mes encadrants Pr Loukili Ahmed, Professeur de l'école Centrale de Nantes, Pr Matallah Mohammed, professeur de l'université Abou Bekr Belkaid de Tlemcen et Dr Alam Syed-Yasir, Maître de conférence à l'école Centrale de Nantes, pour leurs conseils et motivations et pour m'avoir accompagné durant me années de thèse.

Mes sincères remerciements à Monsieur Jean-Pierre Regoin, Ingénieur de recherche à l'école centrale de Nantes et les deux techniciens du laboratoire GeM : Patrick Denain et Monsieur Vincent pour leurs aides afin de réussir le travail expérimental.

J'exprime mes gratitudees envers Pr Megnounif Abdellatif, Professeur de l'université Abou Bekr Belkaid de Tlemcen, Dr Yurtdas Ismail, Maître de conférences à l'université de Reims et Dr Ouzaa Kheira, Maître de conférences à USTO-Oran, pour avoir consacré leur temps à l'expertise de ce travail.

Un grand merci à tous mes collègues et membres des laboratoires RiSAM (Université de Tlemcen) et GeM (Ecole Centrale de Nantes) qui m'ont aidé dans le cadre des études expérimentales et numériques.

Et pour finir, je tiens à remercier tout particulièrement mes parents, ma femme et sa famille, ma petite fille « Ayai », mes frères, ma sœur et sa famille, et mes amis pour leurs soutiens durant ces longues années d'études.

Résumé

La résistance au cisaillement des éléments en béton armé reste un sujet d'un grand intérêt pour l'ingénierie des structures civiles. En service, la plupart des éléments structuraux sont soumis à des sollicitations de cisaillement et/ou de poinçonnement avec un risque accru de rupture fragile. Différentes méthodes de calcul des résistances à l'effort tranchant existent, mais présentent des dispersions considérables notamment pour les éléments structuraux non armés transversalement. Ceci est dû principalement à la non-prise en compte de l'ensemble des mécanismes entrant dans le phénomène de cisaillement. L'objectif du présent travail de thèse est de contribuer à la compréhension des mécanismes de transfert de l'effort tranchant dans les poutres en béton armé. Pour cela, une campagne expérimentale est réalisée sur des poutres en béton armé sans armatures transversales et de différentes tailles afin d'étudier l'effet d'échelle sur l'effort tranchant. Le processus de fissuration marqué par la présence d'une fissure diagonale est analysé par deux techniques expérimentales : Corrélation d'images numériques et l'émission acoustique. Par la combinaison des résultats de la corrélation d'images et les jauges de déformations collées sur les armatures longitudinales, il est possible de distinguer la contribution du mécanisme d'engrènement des granulats et de l'action d'effet de goujon. L'influence de l'effet d'échelle sur chaque mécanisme de transfert est analysée par des modèles numériques et empiriques simplifiés en se basant sur les résultats expérimentaux à l'échelle locale. Les résultats confirment que l'engrènement des granulats joue un rôle décisif dans la contribution à la résistance de cisaillement pour les éléments en béton armé sans armatures transversales. Cette contribution dépend essentiellement des variables cinématiques (ouverture de fissure et glissement) et l'angle d'inclinaison de la fissure diagonale. Ce mécanisme est très dépendant de la taille de l'élément et de la forme de la fissure.

Mots Clés : Cisaillement, effet d'échelle, corrélation d'images, émission acoustique, engrènement des granulats.

Abstract

The shear strength of reinforced concrete elements remains a subject of great interest for the civil engineering structures. During service, most structural elements are subjected to shear and / or punching stresses with an increased risk of brittle failure. Different methods of calculation of shear strengths exist but have considerable discrepancy especially for the structural elements without transverse reinforcement. It is mainly by not taking into consideration all the mechanisms which are involved in the shear behaviour. The objective of this doctoral thesis is to contribute towards the understanding of the shear force transfer mechanisms in reinforced concrete beams. For this, an experimental campaign is carried out on reinforced concrete beams without transverse reinforcement and of different geometrically similar sizes in order to investigate the size effect on the shear force. The cracking process manifested by the presence of a diagonal crack is analysed by two experimental techniques: Digital Image Correlation and Acoustic Emission. By combining the results of the digital image correlation and the strain gauges glued on the longitudinal reinforcement, it is possible to distinguish the contribution of the aggregate interlocking mechanism and the dowel action on the transfer of shear forces. The influence of size effect on each transfer mechanism is analysed by simplified numerical and empirical models based on experimental results at the local scale. The results confirm that the aggregate interlocking mechanism plays a critical role in the contribution to shear strength for reinforced concrete elements without transverse reinforcement. This contribution depends essentially on the kinematic variables (crack opening and sliding) and the angle of inclination of the diagonal crack. This mechanism is strongly dependent on the size of the element and the shape of the crack.

Keywords: Shear behaviour, size effect, digital image correlation, acoustic emission, aggregate interlocking, reinforced concrete.

Liste des Figures

FIGURE 1.1 : VALLEE DE KANI ET MODES DE RUPTURE DES POUTRES EN BETON ARME (CASANOVA 1995).	6
FIGURE 1.2 : STRUCTURE DE LA FISSURE DANS LE BETON NORMAL (GAUCHE) ET BETON A HAUTE RESISTANCE OU BETON LEGER (DROITE).	7
FIGURE 1.3 : ESSAI PUSH-OFF.	7
FIGURE 1.4 : CONTRAINTES NORMALE ET TANGENTIELLE D'UNE POUTRE EN BETON ARME (WALTHER ET AL.1999).	8
FIGURE 1.5 : MODES DE RUPTURE PAR EFFET DE GOUJON.	9
FIGURE 1.6 : LA ZONE FPZ ET LA REPOSE POST-FISSURATION EN TRACTION DU BETON (ASCE-ACI COMMITTEE 1998).	10
FIGURE 1.7 : INFLUENCE DE LA TAILLE DES ELEMENTS SUR LA RESISTANCE DE CISAILLEMENT (COLLINS ET AL. 1997; HAWKINS ET AL. 2005; SHIOYA ET AL. 1989).	11
FIGURE 1.8 : TESTS EFFECTUES PAR KUCHMA ET AL. (KUCHMA ET AL.1997).	12
FIGURE 1.9 : CONTRAINTE NOMINALE DE CISAILLEMENT EN FONCTION DU RAPPORT A/D A DIFFERENTS TAUX DES ARMATURES LONGITUDINALES.	13
FIGURE 1.10 : INFLUENCE DE LA RESISTANCE DE COMPRESSION SUR LA CONTRAINTE NOMINALE DE CISAILLEMENT.	14
FIGURE 1.11 : RESUME DE LA METHODE MCFT(NCHRP 2005).	18
FIGURE 1.12 : DETERMINATION DE LA SECTION CRITIQUE ET DEFORMATION LONGITUDINALE (MUTTONI ET AL. 2008).	20
FIGURE 1.13 : COMPARAISON DE LA THEORIE CSCT AVEC UNE SERIE DES ESSAIS LONGITUDINALE (MUTTONI ET AL. 2008).	21
FIGURE 1.14 (A) : CAPTEUR CMOD, (B) : CAPTEUR LVDT, (C) : JAUGE DE DEFORMATION.	25
FIGURE 1.15 : SCHEMA REPRESENTATIF DE LA PROCEDURE EXPERIMENTALE DE LA METHODE DIC.	27
FIGURE 1.16 : (A) : IMAGE DE REFERENCE (GRILLE JAUNE REPRESENTE ROI), (B) : CHAMP DE DEPLACEMENT CALCULE.	27
FIGURE 1.17 : SCHEMA EXPLICITE DU SOUS-ENSEMBLE APRES ET AVANT DEFORMATION (ALAM 2011).	28
FIGURE 1.18 : PRINCIPE DE LA TECHNIQUE AE (VAN BOHEMEN 2004).	30
FIGURE 1.19 : PROCESSUS DE MESURE DES ONDES D'EMISSIONS ACOUSTIQUES (KOCUR 2012).	31
FIGURE 1.20 : PARAMETRES ET LA FORME D'UN SIGNAL ACOUSTIQUE (SALIBA 2012).	32
FIGURE 1.21 : CLASSIFICATION DES SIGNAUX D'EA SELON JCMS-IIIB5706 2003.	34
FIGURE 1.22 : SCHEMA REPRESENTATIVE DES ZONES D'INTENSITE.	36
FIGURE 2.1 : DETAILS DE FERRAILLAGE DES POUTRES TESTEES (DIMENSIONS EN MM).	41
FIGURE 2.2 : DISPOSITIF D'ESSAI (FLEXION TROIS-POINTS).	43

FIGURE 2.3 : SYSTEME DE MESURE DE LA FLECHE. -----	43
FIGURE 2.4 : DISPOSITIF DES GAUGES POUR LA MESURE DE DEFORMATIONS DES ACIERS. -----	44
FIGURE 2.5 : LES ZONES CAPTUREES PAR LES CAMERAS DE LA TECHNIQUE DIC. -----	45
FIGURE 2.6 : POSITIONS DES CAPTEURS D'EMISSION ACOUSTIQUE SUR LES POUTRES. -----	46
FIGURE 2.7 : PARAMETRES POUR L'ACQUISITION DES ONDES ACOUSTIQUES. -----	46
FIGURE 2.8 : REPONSE FORCE-FLECHE DES TROIS TAILLES. -----	47
FIGURE 2.9 : PROFILS DE FISSURATIONS POUR LES TROIS POUTRES. -----	48
FIGURE 2.10 : DEFORMATIONS LONGITUDINALES DES ARMATURES DURANT LE TEST. -----	49
FIGURE 2.11 : DEFORMATIONS DES ARMATURES LONGITUDINALES EN FONCTION DE LA POSITION ET A DIFFERENTS TAUX DE CHARGEMENT. -----	50
FIGURE 2.12 : CONTRAINTE NOMINALE DE CISAILLEMENT EN FONCTION DE LA FLECHE RELATIVE (SANS DIMENSION).-----	51
FIGURE 2.13 : (A): REGRESSION LINEAIRE POUR DETERMINER B ET D_0 , (B) :RESULTATS EXPERIMENTAUX COMPARES PAR LA LOI D'EFFET D'ECHELLE PROPOSEE PAR BAZANT. -----	53
FIGURE 2.14 : INFLUENCE DE LA HAUTEUR EFFECTIVE (D) SUR L'EFFORT TRANCHANT. -----	54
FIGURE 3.1 : REPONSE FORCE-TEMPS DES POUTRES D1, D2 ET D3 RESPECTIVEMENT. -----	58
FIGURE 3.2 : CHAMPS DE DEFORMATION DE LA POUTRE D1. -----	59
FIGURE 3.3 : OUVERTURE DE LA FISSURE CRITIQUE DE CISAILLEMENT EN FONCTION DU % DE LA CHARGE. -----	61
FIGURE 3.4 : EFFORT TRANCHANT EN FONCTION DE L'OUVERTURE DE LA FISSURE CRITIQUE DES TROIS TAILLES. -----	62
FIGURE 3.5 : OUVERTURES DE LA FISSURE DIAGONALE DE CISAILLEMENT VS. DEFORMATIONS DES ACIERS. -----	63
FIGURE 3.6 : REPONSE FORCE-TEMPS DES TROIS POUTRES D1, D2, ET D3.-----	64
FIGURE 3.7 : FORCE APPLIQUEE ET ENERGIE ABSOLUE DE LA POUTRE D1. -----	65
FIGURE 3.8 : FORCE APPLIQUEE ET ENERGIE ABSOLUE VS TEMPS DE LA POUTRE D2.-----	67
FIGURE 3.9 : FORCE APPLIQUEE ET ENERGIE ABSOLUE VS TEMPS DE LA POUTRE D3.-----	68
FIGURE 3.10 : CHARGE APPLIQUEE ET CSS POUR LA POUTRE D1. -----	69
FIGURE 3.11 : CHARGE APPLIQUEE ET CSS POUR LA POUTRE D2. -----	70
FIGURE 3.12 : CHARGE APPLIQUEE ET CSS POUR LA POUTRE D3. -----	71
FIGURE 3.13 : RESULTATS DE LA VALEUR. -----	73
FIGURE 3.14 : VALEUR B LISSEE POUR LA TOTALITE DES DONNEES D'EMISSIONS ACOUSTIQUES DES TROIS TAILLES. -----	74
FIGURE 3.15 : HI ET SR VS. CSS DE LA POUTRE D1 AUX DIFFERENTES PHASES DE CHARGEMENT : (A) : TOTALITE DU TEST (B) : PHASE I, (C) : PHASE II, (D) : PHASE III, (E) : PHASE IV, ET (F) : PHASE V. -----	77
FIGURE 3.16 : ANALYSE D'INTENSITE DES POUTRES D1, D2 ET D3. -----	78

FIGURE 3.17 : VALEUR RA ET FREQUENCE MOYENNE DE LA POUTRE D1. -----	80
FIGURE 3.18 : VALEUR RA ET FREQUENCE MOYENNE DE LA POUTRE D2. -----	81
FIGURE 3.19 : VALEUR RA ET FREQUENCE MOYENNE DE LA POUTRE D3. -----	82
FIGURE 3.20 : RESULTATS MOYENS D'ANALYSE DE CLASSIFICATION D'EVENEMENTS DE CHAQUE POUTRE. ----	83
FIGURE 4.1 : LES FORCES VERTICALES AGISSANT SUR LA FISSURE DIAGONALE DE CISAILLEMENT DANS LE CAS DES POUTRES EN BETON ARME SANS DES ARMATURES D'EFFORT TRANCHANT. -----	87
FIGURE 4.2 : MODELE PHYSIQUE PROPOSE PAR WALRAVEN(WALRAVEN 1981). -----	88
FIGURE 4.3 : (A) CINEMATIQUES MESUREES A DIFFERENT ETAT DE CHARGE (I : 100% PIC, II :95% POST-PIC, III :87% POST-PIC) ; L'EVOLUTION DE L'OUVERTURE ET LE GLISSEMENT EN FONCTION DE LA LONGUEUR DE LA FISSURE DES TROIS POUTRES :(B) 100% PIC, (C) 95% POST-PIC, 87% POST-PIC. -----	92
FIGURE 4.4 : COMPORTEMENT ADOUCISSANT DU BETON SOUS LA TRACTION (CAMPANA 2012).-----	95
FIGURE 4.5 : CHAMPS DE DEFORMATIONS VERTICALE DE LA POUTRE D11 A DIFFERENTE TAUX D CHARGEMENT : (A) 87% AVANT-PIC, (B)100% PIC, (C)96% POST-PIC, ET (D)90% POST-PIC. ----	96
FIGURE 4.6 : OUVERTURES DE LA FISSURE DIAGONALE DE CISAILLEMENT VS. DEFORMATIONS DES ACIERS. ----	97
FIGURE 4.7 : (A)MODELISATION DE L'EFFET DE GOUJON, ET (B) : LOIS CONTRAINTE-DEFORMATION DES POUTRES. -----	98
FIGURE 4.8 : COMPORTEMENT UNIAXIAL DU BETON (LA BORDERIE 2003). -----	99
FIGURE 4.9 : CONTRIBUTION DE LA ZONE DE COMPRESSION ET LA DISTRIBUTION DES CONTRAINTES DANS LA ZONE NON FISSUREE. -----	101
FIGURE 4.10 : VARIATION DE LA HAUTEUR DE LA ZONE DE COMPRESSION DURANT LE DEVELOPPEMENT ET LA PROPAGATION DES FISSURES DANS LA POUTRE D1 (D11). -----	102
FIGURE 4.11 : VARIATION DE LA HAUTEUR DE LA ZONE DE COMPRESSION DURANT LE DEVELOPPEMENT ET LA PROPAGATION DES FISSURES DANS LA POUTRE D2 (D21). -----	102
FIGURE 4.12 : VARIATION DE LA HAUTEUR DE LA ZONE DE COMPRESSION DURANT LE DEVELOPPEMENT ET LA PROPAGATION DES FISSURES DANS LA POUTRE D3 (D32). -----	102
FIGURE 4.13 : EFFORT TRANCHANT TRANSMIS PAR L'ENGRENEMENT DES GRANULATS EN FONCTION DE L'OUVERTURE DE LA FISSURE CRITIQUE DE CISAILLEMENT. -----	105
FIGURE 4.14 : COMPARAISON ENTRE L'EFFORT TRANCHANT EXPERIMENTAL ET LA CONTRIBUTION D'ENGRENEMENT DU GRANULAT POUR LES TROIS MODELES ETUDIES.-----	107

List des Tableaux

TABLEAU 1.1 : NIVEAUX D'ENDOMMAGEMENT BASE SUR L'ANALYSE D'INTENSITE (GOLASKI ET AL. 2002). -----	36
TABLEAU 2.1 : DETAILS DES SPECIMENS.-----	41
TABLEAU 2.2 : FORMULATION DU BETON. -----	42
TABLEAU 2.3 : PROPRIETES MECANIQUES DU BETON ET ACIER. -----	42
TABLEAU 2.4 : FORCE MAXIMALE, EFFORT TRANCHANT ET CONTRAINTE NOMINALE. -----	52
TABLEAU 2.5 : COMPARAISONS ENTRE LES RESULTATS EXPERIMENTAUX ET LES CODES ET REGLEMENTS. -----	54
TABLEAU 4.1 : CONTRIBUTION DE L'ENGRENEMENT DES GRANULATS. -----	93
TABLEAU 4.2 : CONTRIBUTION DES CONTRAINTES RESIDUELLES DE TRACTION. -----	95
TABLEAU 4.3 : CONTRIBUTION DE L'EFFET DE GOUJON -----	100
TABLEAU 4.4 : CONTRIBUTION DE LA ZONE DE COMPRESSION NON-FISSUREE. -----	103
TABLEAU 4.5 : CONTRIBUTION DE CHAQUE MODE DE TRANSMISSION ET COMPARAISON GLOBALE -----	104

Sommaire

Remerciements	II
Résumé.....	III
Abstract	IV
Liste des Figures.....	V
List des Tableaux.....	VIII
Introduction générale.....	1
Organisation du manuscrit	3
CHAPITRE 1 : ANALYSE BIBLIOGRAPHIQUE	4
1.1 Modes de rupture par cisaillement	4
1.2 Mécanismes de transfert de l'effort tranchant.....	6
1.2.1 Engrènement des granulats.....	6
1.2.2 Zone de compression.....	8
1.2.3 Effet de Goujon.....	9
1.2.4 Contraintes résiduelles de traction.....	9
1.3 Paramètres influençant la capacité de cisaillement et les modes de transferts.....	10
1.3.1 Effet d'échelle	10
1.3.2 Taux des armatures longitudinales.....	12
1.3.3 Travée de Cisaillement.....	12
1.3.4 Résistance du béton	13
1.4 Théories simplifiées pour la prédiction de la capacité de cisaillement	14
1.4.1 Théorie modifiée du champ de compression (MCFT).....	14
1.4.2 Théorie de la fissure critique de cisaillement (Critical Shear Theory)	18
1.5 Codes réglementaires pour le calcul de l'effort tranchant résistant.....	21
1.5.1 Eurocode 2-2005.....	21
1.5.2 Code ACI 318-05	22
1.5.3 FIB Model Code 2010.....	22
1.6 Méthodes expérimentales pour l'étude du processus de fissuration par cisaillement	24
1.6.1 Introduction et définitions.....	24
1.6.2 Concepts basiques de DIC.....	26
1.6.3 Emission Acoustique (AE)	29
1.7 Conclusion :.....	37
CHAPITRE 2 : ETUDE EXPERIMENTALE	39

2.1	Programme Expérimental -----	40
2.1.1	Géométrie des poutres	40
2.1.2	Matériaux	42
2.1.3	Essais Structuraux	42
2.1.4	Instruments de mesure.....	43
2.2	Résultats et discussion -----	47
2.2.1	Comportement général	47
2.2.2	Effet d'échelle	51
2.3	Comparaison des résultats expérimentaux aux règlements -----	53
2.4	Conclusions -----	55
CHAPITRE 3 : ANALYSE COUPLEE DE LA FISSURATION DUE AU CISAILLEMENT PAR		
CORRELATION D'IMAGES ET EMISSION ACOUSTIQUE		56
3.1	Méthode de la corrélation d'images -----	57
3.1.1	Propagation des fissures.....	57
3.1.2	Ouverture de la fissure critique de cisaillement	60
3.1.3	Réponse Effort Tranchant – Ouverture de fissure	62
3.1.4	Ouverture de fissure et déformations des armatures.....	63
3.2	Analyse de la fissuration par la Technique d'émission Acoustique (AE) -----	63
3.2.1	Analyses paramétriques	65
3.2.2	Analyse des paramètres modifiés.....	71
3.3	Conclusion -----	84
CHAPITRE 4 : ETUDE DES MECANISMES DE TRANSFERT D'EFFORT TRANCHANT AUX		
APPUIS	86	
4.1	Engrènement des Granulats -----	87
4.2	Contraintes résiduelles de traction -----	93
4.3	Effet de Goujon -----	96
4.4	Zone non fissurée (zone de compression) -----	100
4.5	Engrènement du granulats des poutres -----	105
4.6	Conclusions -----	108
Conclusions & Perspectives -----		109
Références bibliographiques.....		112

Introduction générale

Le béton armé est largement utilisé dans le monde de la construction en raison de ces avantages multiples (résistance, durabilité...). L'objectif principal de l'analyse structurelle qu'elle soit statique ou dynamique est de concevoir des structures remplissant les conditions de résistance, de durabilité et de performances. D'autres exigences secondaires peuvent être requises. La résistance est l'élément clé recherché dans un processus de dimensionnement. Des méthodes conventionnelles (modèles, formules réglementaires...) ont été développées pour permettre à l'ingénieur impliqué dans la conception de concevoir et réaliser des structures résistantes et qui respectent les conditions obligatoires de sécurité. Ces règles de calcul sont le résultat d'un processus de conceptualisation qui se base sur une bonne compréhension des matériaux structurels et des mécanismes associés à la rupture.

Pour les structures en béton armé, la résistance est, certes, une notion fondamentale. En revanche, elle n'est pas suffisante pour assurer la sécurité. La ductilité confère aux structures en béton armé une réserve non linéaire (sécurité) après dépassement de la résistance. Au contraire, une rupture fragile (non ductile) est catastrophique. Pour le comportement en flexion par exemple, le dimensionnement a pour objectif de protéger le béton contre la fissuration. Sous chargement de cisaillement, en plus de cette exigence, l'intégrité de l'élément doit être assurée. Généralement, la solution adoptée consiste à *coudre* l'élément avec des armatures transversales. Cependant, dans certaines situations, cette solution n'est pas réalisable ou techniquement difficile. Plusieurs éléments en béton armé (dalles appuyées sur des colonnes ...) sont soumis à des ruptures par effort tranchant et/ou par poinçonnement et pour lesquelles, une meilleure compréhension de leur fonctionnement à la rupture est toujours nécessaire. Différentes méthodes de calcul des résistances à l'effort tranchant des dalles existent. Une analyse comparative montre que la capacité de résistance issue des différentes méthodes peut varier d'un facteur d'ordre deux.

Ce travail de thèse s'inscrit dans le cadre de l'analyse des structures en béton armé sans armatures transversales soumises au cisaillement. L'accent est mis sur l'influence d'un paramètre souvent négligé : l'effet d'échelle. L'objectif n'est pas seulement de tester expérimentalement des poutres de différentes tailles, mais d'étudier les différents mécanismes impliqués dans la transmission de l'effort tranchant. Le nombre important de tests expérimentaux réalisés ces dernières années a permis de cerner l'influence de certains

Introduction Générale

paramètres (travée de cisaillement, pourcentage d'armatures ...), mais l'influence de l'effet d'échelle mérite davantage d'investigations. La réglementation (EC2, ACI, ...) se base généralement sur les données expérimentales. Cependant, si l'expérimentation n'est pas associée à une théorie adéquate, l'étendue de l'applicabilité des résultats de tests, et par conséquent des règles de calculs reste une tâche extrêmement difficile. Des théories assez sophistiquées (la théorie modifiée du champ de compression (MCFT) (Vecchio et al. 1986), Critical Shear Crack Theory (Muttoni et al. 2008)) ont été développées. Fondamentalement, elles sont issues d'une analyse plastique formulée dans l'espace de champ de contraintes. Une des meilleures synthèses de l'utilisation de la plasticité pour le calcul des structures en béton armé est celle fournie par M.P. Nielson dans son livre célèbre « *Limit Analysis and Concrete Plasticity* ». Comme l'analyse limite ne prévoit pas d'effet d'échelle, Nielson l'a traité d'un point de vue statistique en utilisant la théorie de Weibull. De l'autre côté, des modèles simplifiés basés sur la mécanique de la rupture ont également vu le jour. Une étude assez approfondie de l'effet d'échelle permettrait de mettre de la lumière sur l'influence de ce paramètre sur le cisaillement ; c'est l'objectif principal de cette thèse.

L'émergence de nouvelles théories ne serait possible sans une expérimentation fine. En effet, une expérimentation classique avec des informations globales (courbe de capacité, résistance ...) ne permet pas d'appréhender correctement un phénomène très complexe comme celui du cisaillement. De nouvelles techniques d'analyse et d'investigation ont vu le jour et qui sont de plus en plus utilisées dans le domaine de l'expérimentation.

Dans le présent travail, un programme expérimental est proposé pour l'étude de l'influence des effets d'échelle sur la rupture par cisaillement des éléments en béton armé sans armatures transversales. De nouvelles techniques expérimentales sont utilisées (Émission acoustique, Corrélation d'Images). L'investigation expérimentale servira comme base de données à l'investigation numérique par des approches simplifiées des mécanismes impliqués dans le transfert de l'effort tranchant. L'influence de l'effet d'échelle sur la participation de chaque mécanisme est analysée.

Organisation du manuscrit

Le mémoire de thèse est composé de quatre chapitres précédés d'une introduction générale.

Le premier chapitre est une étude bibliographique. La capacité de cisaillement des structures en BA sans armatures transversales est discutée. Une classification expérimentale des modes de rupture en cisaillement est initialement présentée. Puis, les mécanismes de transfert de cisaillement et les facteurs influençant la capacité de cisaillement sont discutés. Les approches et les modèles réglementaires permettant d'estimer la capacité de cisaillement sont abordés. Les principes des deux techniques expérimentales utilisées dans la thèse sont exposés.

Dans le deuxième chapitre, nous présentons le programme expérimental sur des poutres sans armatures de cisaillement. Une analyse du comportement global (capacité de cisaillement) et local (fissuration) est détaillée. Ainsi, une comparaison entre les résultats obtenus expérimentalement et les approches proposées par les codes et règlements de calcul (EC2, ACI-318, FIB-10) est également effectuée.

Dans l'optique de mieux comprendre la rupture par cisaillement et les mécanismes associés à cette rupture, le troisième chapitre traite de l'utilisation des deux techniques expérimentales (Émission acoustique et corrélation d'image) pour l'investigation du processus de fissuration. Le couplage des deux méthodes est également discuté.

Suite à cette investigation expérimentale, le quatrième chapitre fournit une estimation de la contribution de chaque mécanisme dans la transmission de l'effort tranchant en se basant sur l'utilisation d'approches et de modèles numériques simplifiés.

Des conclusions sur les analyses expérimentales et théoriques présentées dans ce travail viennent terminer ce mémoire et des perspectives sont suggérées pour la suite de cette recherche.

CHAPITRE 1 : ANALYSE

BIBLIOGRAPHIQUE

Comme tout phénomène complexe, la résistance au cisaillement des structures en béton est influencée par de nombreux paramètres. La situation est d'autant plus délicate pour les éléments en béton armé dépourvus d'armatures transversales. L'expérimentation reste, certes, un moyen de compréhension indispensable. Cependant, si elle n'est pas associée à une théorie adéquate, elle ne pourra pas apporter les explications suffisantes, car l'étendue de l'applicabilité des résultats de tests reste une tâche extrêmement difficile.

Dans ce chapitre, nous présentons un état de l'art pour discuter la nature de la rupture par cisaillement et les paramètres les plus influents. Nous exposerons également les différentes théories et modèles développés ces dernières années sur la base de résultats expérimentaux. Des nouvelles techniques d'expérimentation sont évoquées à la fin de ce chapitre.

1.1 Modes de rupture par cisaillement

La rupture par cisaillement des structures en béton armé est considérée comme une défaillance très dangereuse. Elle se produit après la progression d'une fissure de cisaillement inclinée. En l'absence d'armatures transversales, la résistance au cisaillement des éléments en béton armé est assurée par d'autres mécanismes de transfert dont les principaux sont :

- Transfert par la zone de compression
- Transfert par engrènement des granulats
- Transfert par Effet de goujon
- Transfert par les contraintes résiduelles de traction du béton

Analyse Bibliographique

Les poutres en béton armé soumises au cisaillement peuvent subir trois modes de rupture : rupture par compression diagonale, rupture par traction diagonale et rupture par flexion. Les codes et règlements de calculs (EC2 (EC2 2005), ACI-318 (ACI 318 2008), AASHTO-LRFD (AASHTO 2004)) prennent en considération ces modes de défaillance. Localement (à l'échelle locale), d'autres modes de ruptures par effort tranchant peuvent se produire: rupture par compression aux niveaux des appuis ou à la pointe de l'application de la charge, défaillance d'ancrage des armatures (Zararis 2003) et délamination entre les armatures de flexion et le béton (Tureyen et al. 2003).

En se basant sur des résultats expérimentaux, de nombreux chercheurs (Kani 1966, 1967; Kotsovos 1988; Leonhardt et al. 1966; Taylor 1972) ont pu classer les modes de ruptures des éléments en béton armé sans ferrailage transversal. Parmi les travaux pionniers dans ce domaine on trouve celui réalisé par KANI (Kani 1966, 1967) où un nombre important de poutres sans cadres ayant différents rapports a/d a été testé. Les autres paramètres géométriques et matériels ont été gardés constants pour tous les éléments testés. Sur la base de ces résultats montrés sur la Figure 1.1 (vallée de Kani), les différents modes de ruptures ont été classés en quatre catégories en fonction du rapport a/d :

- Pour $a/d > 7$: les poutres présentent une rupture par flexion après la formation de fissures principalement de flexion. Ce type est nommé « Rupture par flexion ».
- Pour $2.5 < a/d < 7$: dans cette configuration, quelques fissures de flexion se propagent et s'inclinent vers le point d'application de la charge pour générer des fissures diagonales. Ces dernières continuent à se propager le long de la hauteur de la poutre jusqu'à la rupture. Ce mode est nommé « rupture par traction diagonale ».
- Pour $1 < a/d < 2.5$: ce mode de défaillance est appelé « rupture par cisaillement-compression », où la fissure diagonale peut se propager à partir de la fibre supérieure de la poutre.
- Pour $a/d < 1$: des fissures diagonales apparaissent entre les supports des appuis et le point d'application de la charge. Dans ce cas, la force de cisaillement est transférée par l'action d'arc.

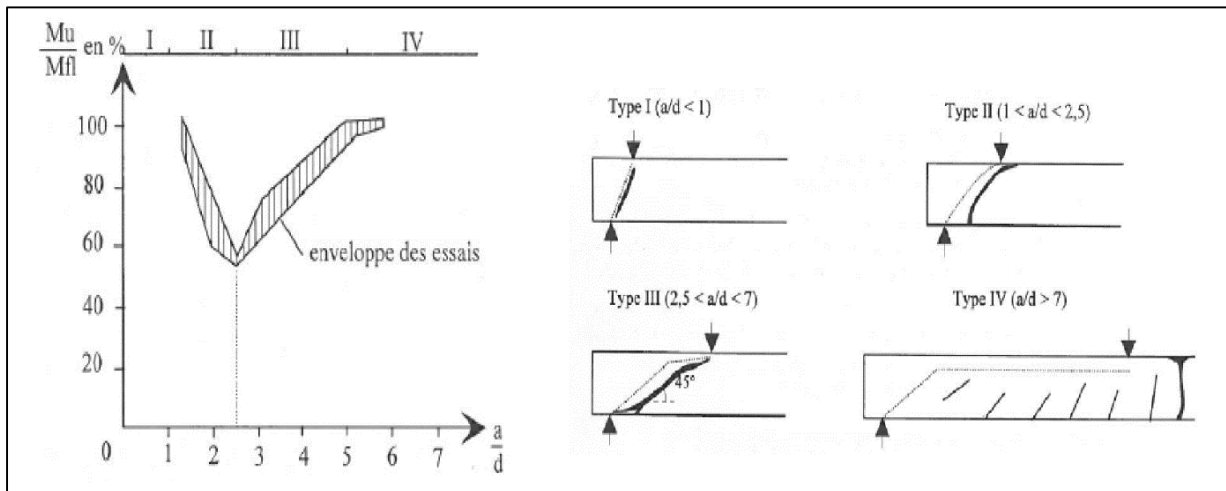


Figure 1.1 : Vallée de Kani et modes de rupture des poutres en béton armé (Casanova 1995).

1.2 Mécanismes de transfert de l'effort tranchant

Le transfert de l'effort tranchant aux appuis est l'un des sujets les plus étudiés pour caractériser les modes de rupture par cisaillement. Les rapports du comité (ASCE-ACI Committee 445 1998) et celui de la Fédération internationale du béton (FIB 2011) donnent en détail les explications des différents modes de transfert dans le cas des poutres avec et sans armatures transversales. Dans ce qui suit, les quatre mécanismes qui peuvent contribuer au transfert de l'effort tranchant (1- l'engrènement du granulat, 2- zone non-fissurée (zone de compression), 3- effet de goujon, et 4- contraintes résiduelles de traction) sont analysés.

1.2.1 Engrènement des granulats

L'engrènement des granulats est défini par la capacité des agrégats se trouvant sur le plan de la fissure à fournir une résistance contre le glissement (ASCE-ACI Committee 426 1973; Fenwick 1968; Mattock et al. 1972). Le phénomène se produit différemment qu'il s'agisse d'un béton à haute résistance ou d'un béton léger (Figure 1.2). Ce mode de transfert est appelé aussi « transfert de cisaillement par interface ». Il dépend essentiellement de la cinématique de la fissuration (ouverture et/ou glissement).

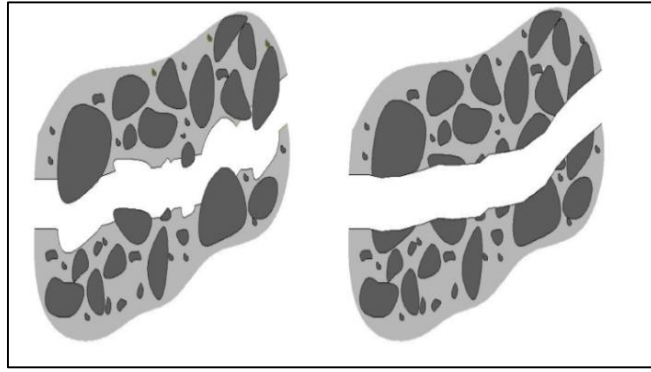


Figure 1.2 : Structure de la fissure dans le béton normal (gauche) et béton à haute résistance ou béton léger (droite).

Plusieurs essais (par exemple Push-off Figure 1.3) ont été effectués afin de comprendre ce mode de transmission (Fenwick 1968; Gambarova 1981; Millard et al. 1984; Walraven 1981). La description de ce mécanisme nécessite de connaître les relations entre quatre paramètres: 1) la contrainte normale, 2) la contrainte tangentielle de cisaillement, 3) l'ouverture de la fissure, et 4) le glissement de la fissure.



Figure 1.3 : Essai Push-off.

Sur la base des essais, différentes approches ont été proposées pour déterminer les relations entre les variables statiques et cinématiques caractérisant l'engrènement des granulats (Fenwick 1968; Gambarova 1981; Walraven 1981). Dans certains modèles, on suppose que le cisaillement transféré dépend essentiellement de l'ouverture de la fissure et de la taille des granulats (Kupfer et al. 1983; Vecchio et al. 1986). Dans certaines formulations de cisaillement, ce mécanisme d'engrènement des granulats est considéré comme le mode principal de transmission d'effort tranchant aux appuis (théorie modifiée du champ de

compression MCFT (Vecchio et al. 1986), la théorie de la fissure critique de cisaillement CSCT (Muttoniet al. 2008). Dans d'autres approches, ce mécanisme est associé aux autres modes de transmission.

1.2.2 Zone de compression

La zone non-fissurée d'une poutre en béton armé est soumise aux contraintes de compression (normale) et de cisaillement (tangentielle) comme l'illustre la Figure 1.4. La partie comprimée peut contribuer à la résistance au cisaillement développée par la poutre. Dans le cas d'une zone avec une hauteur relativement petite, la contribution de cette zone devient plus faible comparée aux autres modes de transmission. L'intégration des contraintes de cisaillement le long de la hauteur de zone de compression donne la force de cisaillement agissante dans cette zone non-fissurée

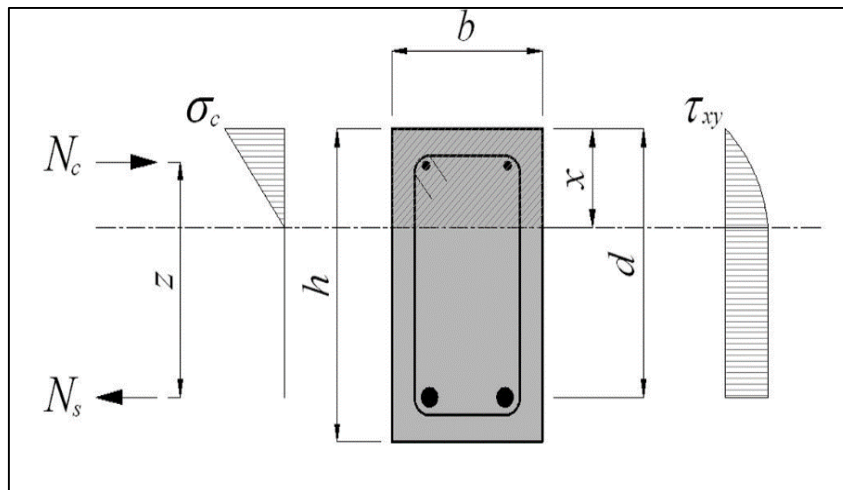


Figure 1.4 : Contraintes normale et tangentielle d'une poutre en béton armé (Walther et al.1999).

Dans les poutres non profondes et sans effort axial de compression, l'effort tranchant dans la zone de compression ne contribue pas significativement à la capacité de cisaillement (Reineck 1991; Taylor 1972). Certains auteurs estiment cette participation à 25% (Fenwick 1968) et ce taux varie certainement en fonction de la hauteur des poutres. Selon Bohigas (Bohigas 2002), pour les poutres relativement profondes soumises aux charges concentrées, la force de cisaillement appliquée peut être intégralement reprise par la zone de compression non-fissurée.

1.2.3 Effet de Goujon

L'effet de goujon est défini par la capacité des armatures longitudinales à transférer une partie de la force de cisaillement aux supports. C'est un des modes de transmission les plus étudiés par les chercheurs (Dei et al. 1992, 1993; Jelic et al. 1999; Krefeld 1966; Paulay et al. 1974; Vintzeleou et al. 1986; Zararis 2003). Pour les éléments en béton armé sans armatures transversales, la capacité de cisaillement reprise par l'effet de goujon est limitée par la contrainte de traction du béton d'enrobage. À partir de plusieurs tests, il a été montré que la contribution d'effet de goujon ne dépasse pas 25% de la charge de cisaillement (Fenwick 1968; Taylor 1970), ce qui n'est pas le cas dans les éléments avec ferrailage transversal où une contribution significative de ce mécanisme est observée.

L'effort tranchant qui peut être transmis par l'effet de goujon dépend de plusieurs paramètres : le taux d'armatures, le diamètre des barres, l'espacement entre les armatures transversales, l'enrobage, les caractéristiques mécaniques du béton et l'acier. Deux modes de rupture peuvent être distingués : la rupture par délamination du béton d'enrobage (Figure 1.5 (a-b)), et la rupture par écrasement du béton sous l'armature suivie par plastification des aciers (Figure 1.5(c)).

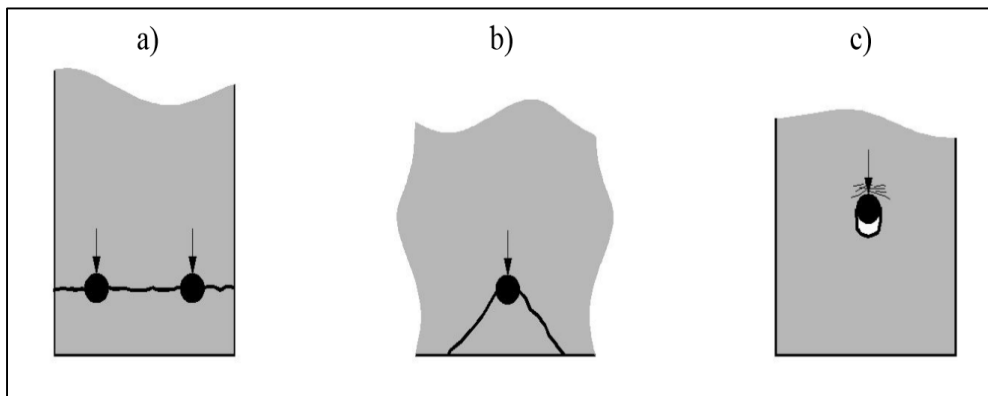


Figure 1.5 : Modes de rupture par effet de goujon.

1.2.4 Contraintes résiduelles de traction

Quand le béton se fissure avec des faibles ouvertures (0.05 à 0.15 mm), plusieurs ponts à travers les deux lèvres de la fissure demeurent existants (voir Figure 1.6). Ces liaisons continuent à assurer le transfert de la contrainte de cohésion. Elles sont appelées « contraintes résiduelles de traction » et sont capables de reprendre une partie des contraintes de cisaillement. Le comportement du béton en traction peut être divisé en deux parties. Dans la première partie, il est élastique jusqu'à atteindre la résistance de traction du béton. Ensuite, le

comportement est adoucissant décrit par une branche descendante (Gopalaratnam et al. 1985; Hordijk 1992; Reinhardt et al. 1986) où l'adoucissement est associé à un phénomène de localisation. Les déformations sont supposées être localisées dans une zone nommée FPZ (Fracture Process Zone). Dans la partie post-pic, la réponse du matériau est décrite par une relation contrainte - ouverture la fissure.

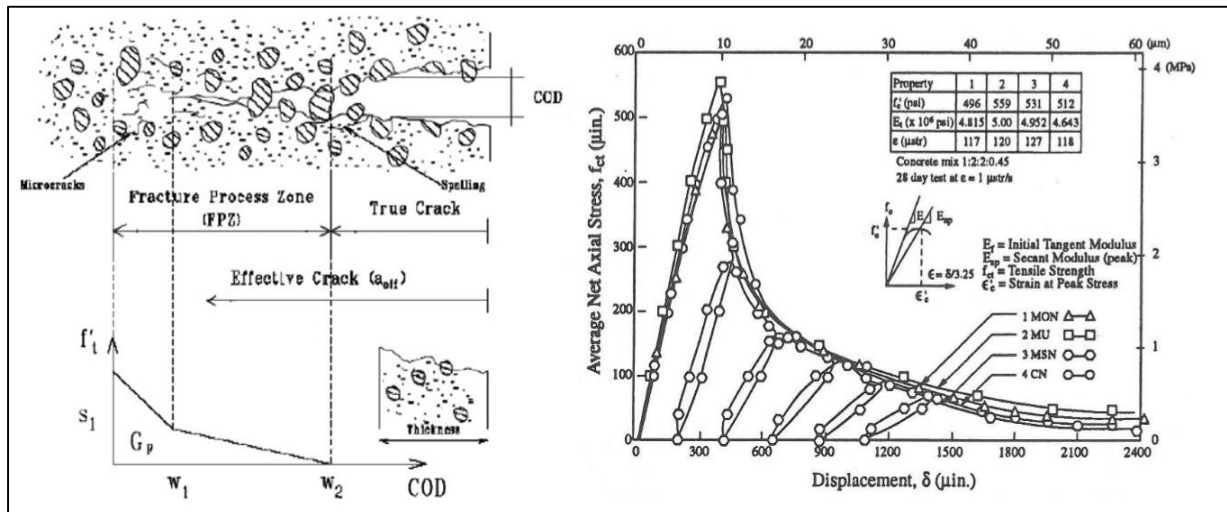


Figure 1.6 : La zone FPZ et la réponse post-fissuration en traction du béton (ASCE-ACI Committee 1998).

Pour l'application de la mécanique de la rupture à la conception des éléments soumis au cisaillement, on considère que le mode de transmission par contraintes résiduelles est le mode dominant.

1.3 Paramètres influençant la capacité de cisaillement et les modes de transferts

Les mécanismes de transfert sont influencés par différents paramètres. Qu'ils soient géométriques ou liés au matériau, il est important de les considérer, car ils permettent de quantifier le taux de contribution de chaque mécanisme à la résistance au cisaillement. Dans cette section, les paramètres les plus influents sont discutés.

1.3.1 Effet d'échelle

Dans de nombreux travaux (Kani et al. 1979; Kani 1967; Leonhardt et al. 1966; Shioya et al. 1989), il a été constaté que la résistance nominale ($v = V_{max}/b_w d$) de cisaillement des

Analyse Bibliographique

éléments en béton armé sans armature transversale dépend non linéairement de leurs hauteurs. Cependant, la variation de cette résistance est linéaire en fonction de la largeur de ces éléments. Globalement, la capacité de cisaillement de ces éléments augmente avec la diminution de la taille.

Shioya et al. (Shioya et al. 1989) ont testé des poutres avec une hauteur qui varie de 100mm à 3000mm (Figure 1.7). Sans surprise, les résultats montrent que la résistance nominale ($V/f_c^{1/2}$) des grandes poutres est significativement plus faible à celle des petites poutres.

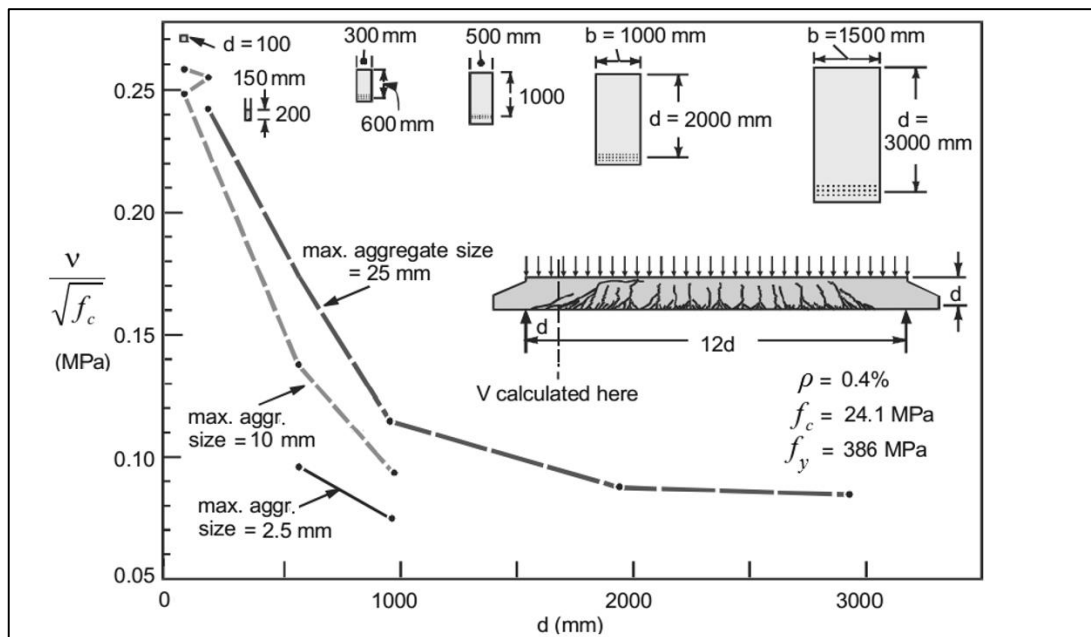


Figure 1.7 : Influence de la taille des éléments sur la résistance de cisaillement (Collins et al. 1997; Hawkins et al. 2005; Shioya et al. 1989).

Il y a un quasi-consensus sur la raison principale de l'existence de l'effet d'échelle. La grande ouverture de la fissure diagonale qui se produit dans les grandes poutres est à l'origine de ce phénomène. Des essais effectués sur des poutres sans armatures transversales, mais contenant une distribution uniforme des armatures sur la hauteur (Collins et al. 1993; Tureyen et al. 2003) ont abouti à la désactivation de cet effet.

Plusieurs approches ont été proposées pour la reproduction de l'effet de l'échelle. Une des relations utilisées est celle proposée par Bazant (Bazant et al. 1984). Comme nous l'avons déjà souligné auparavant, dans la plupart des approches basées sur le concept de la mécanique de la rupture, l'idée de base est de lier l'ouverture de fissure diagonale à la diminution de la capacité des contraintes résiduelles de traction et à l'engrènement du granulat.

1.3.2 Taux des armatures longitudinales

L'influence du taux d'armatures longitudinales sur la résistance de cisaillement des poutres sans cades a été étudiée par Kani(Kani 1966). Ce travail conclut notamment que dans le cas d'une poutre avec un taux d'armature élevé, l'ouverture de fissure diagonale diminue et la résistance de cisaillement augmente. En effet, l'augmentation du taux d'armatures favorise le mécanisme de l'effet de goujon ce qui conduit à une augmentation de la résistance au cisaillement.

Outre son influence sur l'effet d'échelle, l'influence de la distribution des armatures longitudinales sur la hauteur de la poutre a été investiguée par Kuchma et al. (Kuchma et al. 1997). Il a été reporté, à partir de ces tests, que la capacité de cisaillement accroît en raison d'une augmentation de la contribution de l'effet de goujon (Choi et al. 2009; Collins et al. 1999) comme illustré sur la Figure 1.8.

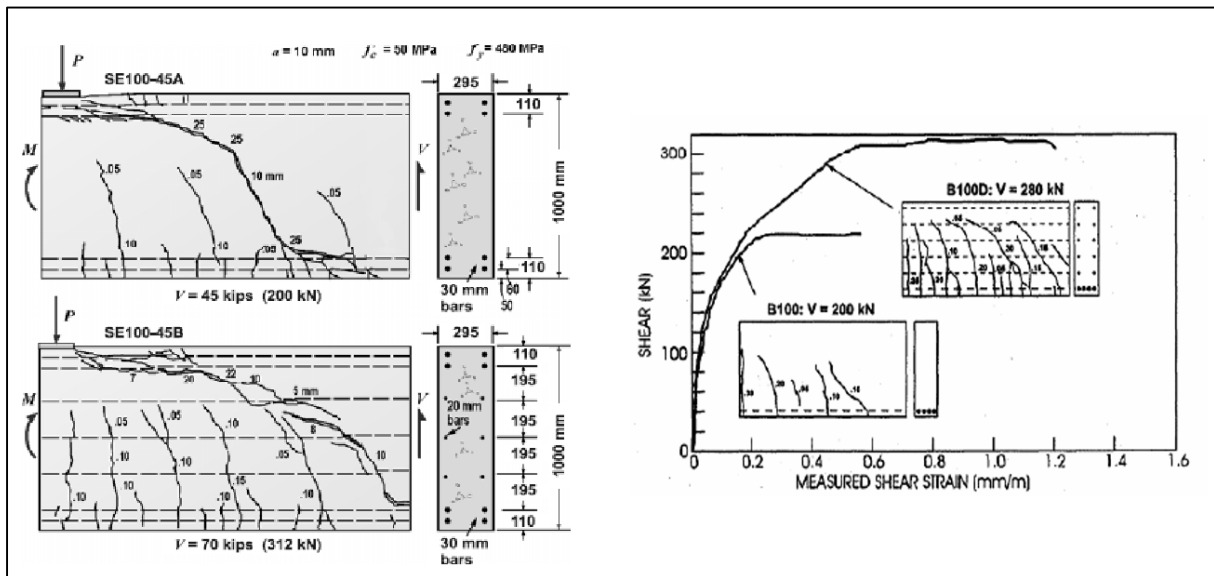


Figure 1.8 : Tests effectués par Kuchma et al. (Kuchma et al.1997).

1.3.3 Travée de Cisaillement

De nombreux essais (Kani 1966; Leonhardt et al. 1966) ... ont été réalisés afin de comprendre l'influence du rapport entre la travée de cisaillement et la hauteur utile de la poutre (a/d) sur la résistance de cisaillement des poutres non armée transversalement. Il a été observé que le changement de ce paramètre, en gardant les autres paramètres constants, provoque une modification du mode de rupture.

Analyse Bibliographique

Afin de comprendre l'influence du rapport a/d , un travail expérimental à l'université de Toronto a été réalisé (Kani 1966), où toutes les poutres ont la même section transversale ($b=152\text{mm}$, $h=305\text{mm}$). Les poutres sont chargées en flexion quatre points (voir Figure 1.9).

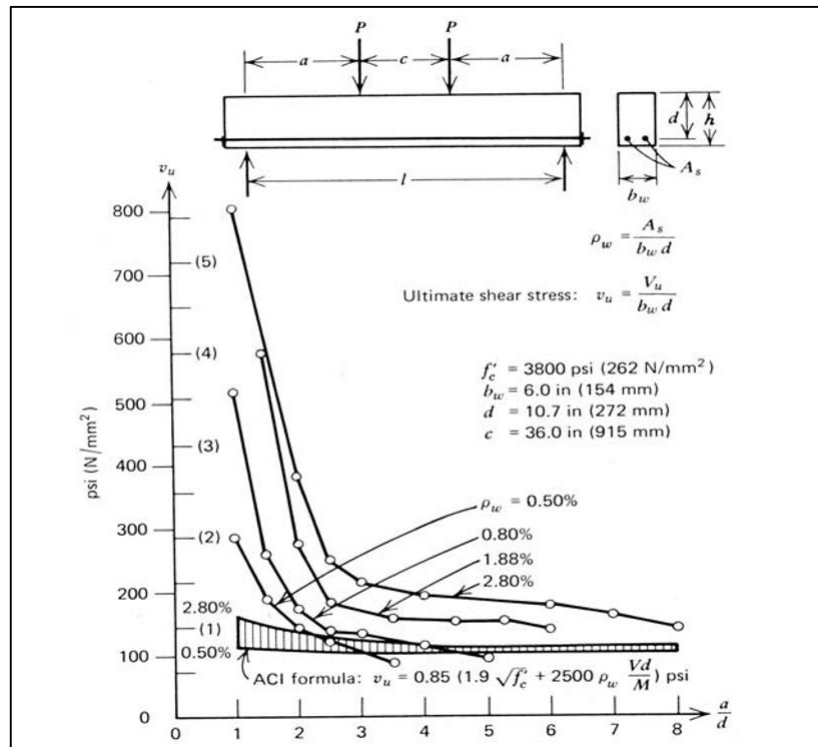


Figure 1.9 : Contrainte Nominale de Cisaillement en fonction du rapport a/d à différents taux des armatures longitudinales.

Ces résultats ont permis d'établir clairement le lien direct entre le rapport a/d et la capacité de cisaillement des poutres en béton armé. Ces courbes sont à la base de la classification des modes de rupture établie dans la section 1.1 (Figure 1.1).

1.3.4 Résistance du béton

L'augmentation de la résistance de compression du béton implique une augmentation de la résistance de cisaillement. La résistance de compression et de traction du béton joue des rôles fondamentaux de par leurs influences sur les mécanismes de transfert. Pour la résistance de traction, elle affecte explicitement le mécanisme de transfert via les contraintes résiduelles. L'ouverture de la fissure diagonale est liée directement à la contrainte de traction du béton.

La Figure 1.10 présente les résultats d'une série d'essais (Angelakos et al. 2001; Collins et al. 1999; Moody et al. 1954; Sarkhosh et al. 2013; Sarkhosh 2014; Yoon et al. 1996), où la variation de la résistance de cisaillement est exprimée en fonction de la résistance en

compression. Les résultats des codes de conception EC2, ACI 318 et la formule proposée par Rafla (Rafla 1971) sont également comparés.

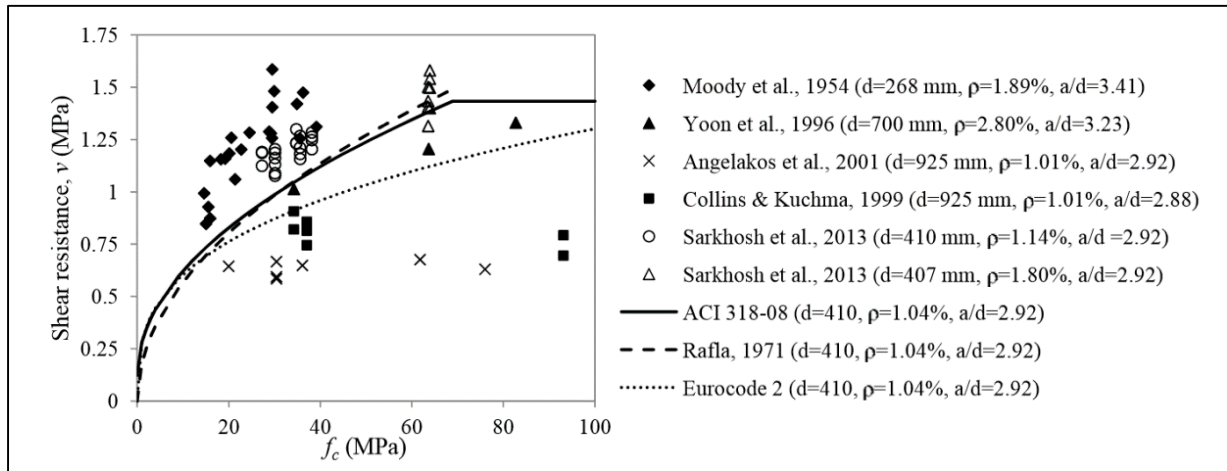


Figure 1.10 : Influence de la résistance de compression sur la contrainte nominale de cisaillement.

La plupart des codes de conception supposent une variation non-linéaire. La réglementation américaine propose une valeur constante de la résistance de cisaillement au-delà d'une résistance de compression de 60 MPa. Il est important de noter que, au regard des résultats expérimentaux, il est très difficile d'établir un consensus relatif à la variation de la résistance de cisaillement en fonction de la résistance en compression du béton.

1.4 Théories simplifiées pour la prédiction de la capacité de cisaillement

1.4.1 Théorie modifiée du champ de compression (MCFT)

La théorie modifiée du champ de compression MCFT a été développée par Vecchio et Collins (Vecchio et al. 1986). MCFT est un modèle analytique pour prédire la réponse force-flèche des éléments en béton armé soumis à des contraintes normales en plan et des contraintes de cisaillement. Dans ce modèle, le béton fissuré est considéré comme un matériau orthotrope et son comportement est décrit par une relation contrainte-déformation. Le modèle CFT modifié (devenu MCFT) prend en compte la résistance de traction à travers les fissures, un aspect ignoré dans le modèle initial (CFT Théorie du Champ de Compression). Pour prédire la capacité d'un élément en béton armé soumis au cisaillement, les auteurs proposent la combinaison des trois relations : relations de compatibilité, relations d'équilibre et une loi de comportement contraintes-déformations. Le développement de cette théorie a été le fruit

Analyse Bibliographique

d'une grande campagne d'essais effectuée à l'université de Toronto. Les différentes relations à la base de ce modèle sont les suivantes :

- Relations de Compatibilité :

La liaison acier-béton est considérée parfaite, ce qui implique que les déformations du béton ε_c et de l'acier ε_s sont identiques dans le cas des éléments sans armatures passives. Les relations de compatibilité sont exprimées comme suit :

$$\varepsilon_{cx} = \varepsilon_{sx} = \varepsilon_{yx} \quad (1.1)$$

$$\varepsilon_{cy} = \varepsilon_{sy} = \varepsilon_y \quad (1.2)$$

Si les trois composantes ε_x , ε_y , et γ_{xy} sont connues, les déformations peuvent être calculées en utilisant le cercle de Mohr.

$$\gamma_{xy} = \frac{2(\varepsilon_x - \varepsilon_2)}{\tan\theta} \quad (1.3)$$

$$\varepsilon_x + \varepsilon_y = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 \quad (1.4)$$

$$\tan^2\theta = \frac{\varepsilon_x - \varepsilon_2}{\varepsilon_y - \varepsilon_2} = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_y}{\varepsilon_1 - \varepsilon_x} = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_y}{\varepsilon_y - \varepsilon_2} = \frac{\varepsilon_x - \varepsilon_2}{\varepsilon_1 - \varepsilon_y} \quad (1.5)$$

Avec : ε_1 la déformation principale 1 et ε_2 la déformation principale 2.

- Relations d'équilibre :

Les forces extérieures appliquées dans les deux directions x et y doivent être en équilibre avec les contraintes internes agissant sur le béton et les armatures. Les équations d'équilibre peuvent être écrites comme suit :

$$f_x = f_{cx} + \rho_{sx} f_{sx} \quad (1.6)$$

$$f_y = f_{cy} + \rho_{sy} f_{sy} \quad (1.7)$$

Par l'application du cercle de Mohr, les contraintes peuvent être obtenues à partir des équations suivantes :

$$f_{cx} = f_{c1} - \gamma_{cxy} / \tan\theta \quad (1.8)$$

Analyse Bibliographique

$$f_{cy} = f_{c1} - \gamma_{cxy} \cdot \tan\theta \quad (1.9)$$

$$f_2 = f_{c1} - \gamma_{cxy}(\tan\theta + (1/\tan\theta)) \quad (1.10)$$

- Relations Contraintes-Déformations :

Les relations constitutives servent à relier les contraintes issues des relations d'équilibre aux déformations issues des relations de compatibilité. Vecchio et Collins (Vecchio et al. 1986) ont testé plusieurs éléments en béton armé soumis aux contraintes tangentielles de cisaillement et des contraintes normales. En plus de la déformation principale de compression ε_2 , les résultats des tests effectués ont montré que la déformation principale de traction du béton a une influence sur la contrainte principale de compression f_{c2} . La relation proposée est :

$$f_{c2} = f_{c2max} \left[2 \left(\frac{\varepsilon_2}{\varepsilon'_c} \right) - \left(\frac{\varepsilon_2}{\varepsilon'_c} \right)^2 \right] \quad (1.11)$$

$$\frac{f_{c2max}}{f'_c} = \frac{1}{0,8 - 0,34(\varepsilon_1/\varepsilon'_c)} \leq 1,0 \quad (1.12)$$

ε'_c est la déformation cylindrique du béton (valeur négative) correspondante à la contrainte de compression au pic f'_c . La relation entre la contrainte moyenne de traction dans le béton et la déformation moyenne principale est donnée par :

$$f_{c1} = E_c \varepsilon_1 \leq f'_t \quad \text{Pour } \varepsilon_1 \leq \varepsilon_{cr} \quad (1.13)$$

$$f_{c1} = \frac{f'_t}{1 + \sqrt{200\varepsilon_1}} \quad \text{Pour } \varepsilon_1 > \varepsilon_{cr} \quad (1.14)$$

Pour les aciers, leurs comportements en traction et en compression sont considérés bilinéaires géré par les équations suivantes :

$$f_{sx} = E_s \varepsilon_x \leq f_{yx} \quad (1.15)$$

$$f_{sy} = E_s \varepsilon_y \leq f_{yy} \quad (1.16)$$

Afin de limiter les contraintes de cisaillement dans la fissure, le modèle MCFT propose la formule suivante basée sur le travail effectué par Walraven (Walraven 1981):

$$v_{ci} = 0,18v_{cimax} + 1,64f_{ci} - 0,82 \frac{f_{ci}^2}{v_{cimax}} \quad (1.17)$$

$$\text{Avec : } v_{cimax} = \frac{\sqrt{f'_c}}{0,31+24w/(a+16)} \quad (1.18)$$

Analyse Bibliographique

Où w représente le produit entre la déformation moyenne de traction et l'espacement moyen perpendiculaire à la fissure :

$$w = \varepsilon_{c1} s_{\theta} \quad (1.19)$$

$$et: s_{\theta} = \frac{1}{\frac{\cos \theta}{s_{mx}} + \frac{\sin \theta}{s_{my}}} \quad (1.20)$$

La Figure 1.11 résume les équations de la théorie modifiée du champ de compression MCFT.

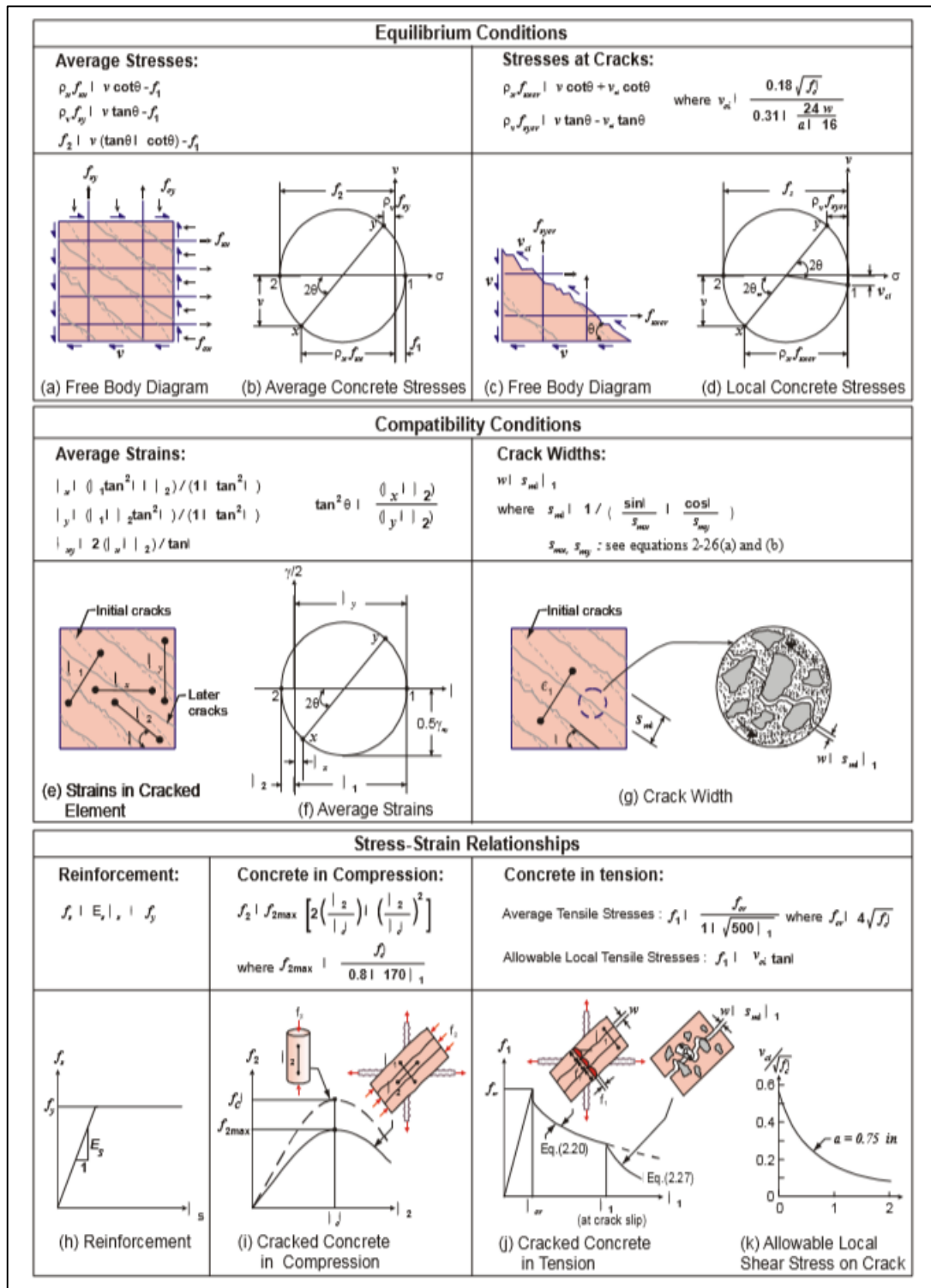


Figure 1.11 : Résumé de la Méthode MCFT (NCHRP 2005).

1.4.2 Théorie de la fissure critique de cisaillement (Critical Shear Theory)

La théorie de la fissure critique de cisaillement a été développée par Muttoni en 2008 (Muttoni et al. 2008) à l'Ecole Polytechnique de Lausanne pour les éléments en béton armé sans armatures transversales. Cette théorie est basée sur l'hypothèse stipulant que la

Analyse Bibliographique

résistance de cisaillement d'un membre sans cadres dépend essentiellement de l'ouverture et de la rugosité de la fissure critique de cisaillement (Fernández et al. 2009; Muttoni et al. 2008). L'équation fondamentale de cette théorie est donnée par

$$\frac{V_R}{b_w d} = \sqrt{f_c} f(w, d_a) \quad (1.21)$$

V_R : Effort tranchant

b_w : largeur de l'élément

d : hauteur de l'élément

f_c : résistance à la compression du béton

w : ouverture de la fissure

d_a : la taille maximale des granulats

Cette théorie est basée sur les deux hypothèses suivantes :

- Le contrôle de la résistance de cisaillement dans une section dépend essentiellement de la configuration de chargement, où l'ouverture de la fissure critique peut être reliée à la déformation de la fibre située à une hauteur $0,6d$ à partir de la fibre de compression (Figure 1.12)
- L'ouverture de la fissure critique w est proportionnelle au produit de la hauteur effective de la poutre et la déformation longitudinale au niveau de la section de contrôle

$$w \propto \varepsilon d.$$

Ces hypothèses sont vérifiables seulement dans le cas des poutres sans armatures transversales avec une section rectangulaire. La valeur de la déformation ε peut être calculée en considérant que les sections planes restent planes et que le béton a un comportement élastique linéaire en compression :

$$\varepsilon = \frac{M}{b_w d \rho E_s (d - c/3)} \frac{0,6d - c}{d - c} \quad (1.22)$$

Où c représente la hauteur de la zone de compression :

$$c = d\rho \frac{E_s}{E_c} \left(\sqrt{1 + \frac{2E_c}{\rho E_s}} - 1 \right) \quad (1.23)$$

M : Moment de flexion

E_c : Module de Young du béton

E_s : Module de Young d'acier

ρ : taux des armatures longitudinales.

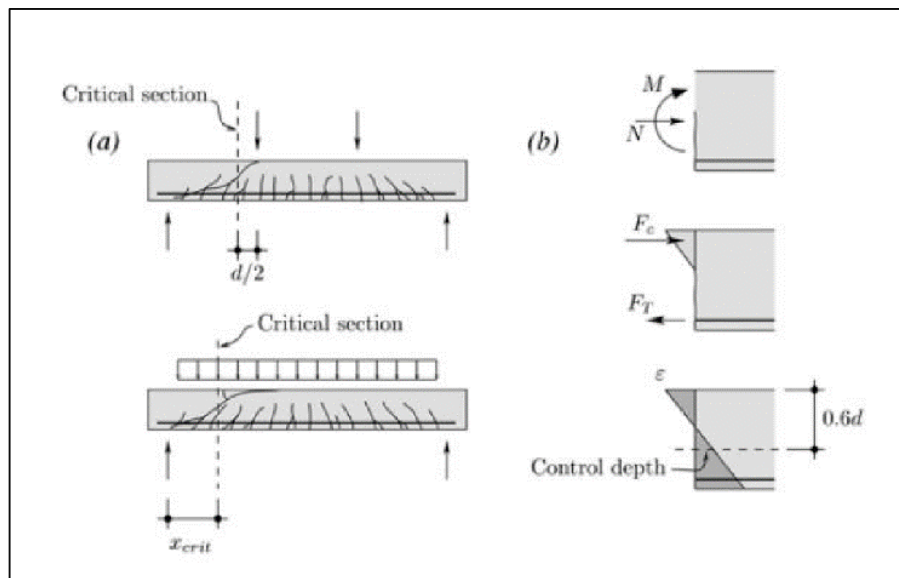


Figure 1.12 : Détermination de la section critique et déformation longitudinale (Muttoni et al. 2008).

Par considération de l'effet de l'ouverture de la fissure, la taille maximale des granulats et la contrainte de la compression du béton, l'expression de la capacité de cisaillement est donnée par :

$$\frac{V_R}{b_w d \sqrt{f_c}} = \frac{1}{6} \frac{2}{1 + 120 \left(\frac{\varepsilon d}{d_{g0} + d_a} \right)} \quad (1.24)$$

d_{g0} représente la taille de référence des agrégats ($d_{g0} = 16 \text{ mm}$), d_a est la taille maximale des granulats. Pour un béton à hautes performances ou un béton léger, la taille de référence doit être prise égale à $d_{g0} = 0$, mais pour un béton normale la valeur est généralement de $d_{g0} = 16 \text{ mm}$.

Analyse Bibliographique

Le modèle a été comparé aux résultats des essais (150 tests). Les éléments sont testés sous chargement de flexion ponctuelle et uniformément réparti avec un béton ordinaire et un béton à haute résistance comme le montre la Figure 1.13. Le modèle est en très bon adéquation avec les résultats expérimentaux.

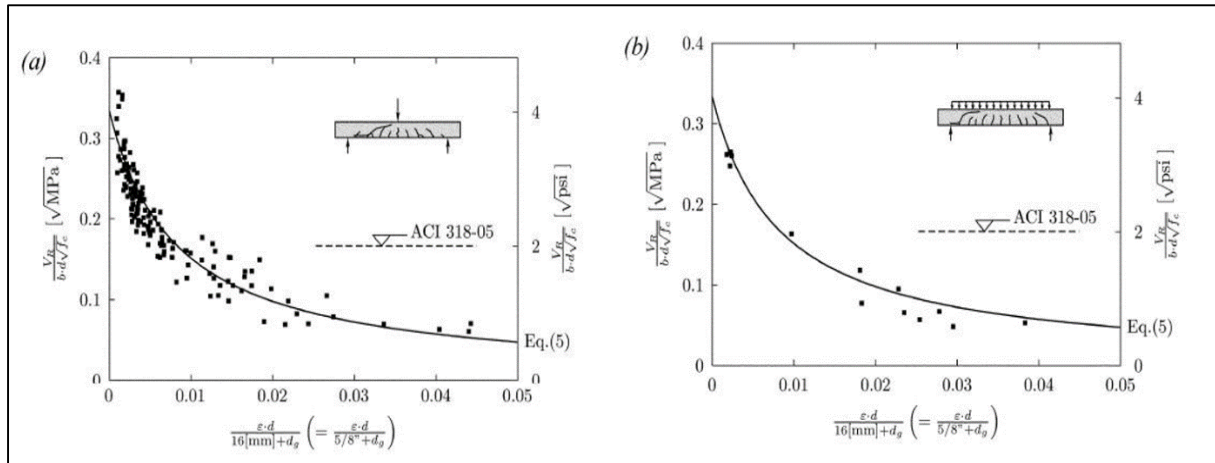


Figure 1.13 : Comparaison de la Théorie CSCT avec une série des essais longitudinale (Muttoni et al. 2008).

1.5 Codes réglementaires pour le calcul de l'effort tranchant résistant

Dans cette section, nous évoquons les formules et les équations des codes et règlements de calculs pour l'évaluation de la résistance de cisaillement des poutres en béton armé sans ferrailage transversal.

1.5.1 Eurocode 2-2005

L'Eurocode 2 (EC2 2005) propose une formule pour calculer l'effort tranchant agissant sur les éléments sans armatures transversales. Cette formule, d'origine expérimentale, comporte de nombreux paramètres :

- Pourcentage des armatures longitudinales
- La résistance de la compression du béton
- L'effort normal exercé sur la section transversale.

L'équation (1.25) donne la formule proposée par l'EC2 dans le cas des poutres sans cadres et sans un effort normal :

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck}} \right] b_w \cdot d \quad (1.25)$$

Avec :

$V_{Rd,c}$ L'effort tranchant résistant.

$C_{Rd,c}$ Facteur est égale à : $C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c}$ avec : $\gamma_c = 1,5$

$$k = \text{Min} \left\{ 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right.$$

ρ_l Taux des armatures longitudinales.

f_{ck} Résistance de la compression du béton.

b_w Largeur de la poutre.

d Hauteur utile de la poutre.

1.5.2 Code ACI 318-05

Le code ACI 318 (ACI 318 2008) donne des formules pour la résistance au cisaillement des éléments en béton armé. Ce code est actuellement basé sur la résistance de la fissuration diagonale sans considérer l'effet d'échelle. L'équation donnée par l'ACI 318 (ACI 318 2008) pour le calcul de l'effort tranchant résistant est donnée par :

$$V_c = \left[0.16\sqrt{f_c} + 17\rho_l \frac{Vd}{M} \right] b_w \cdot d \quad (1.26)$$

Avec :

V_c L'effort tranchant résistant de la poutre.

f_c Résistance de la compression du béton.

$\frac{Vd}{M}$ Moment concomitant à la force de cisaillement V sur la section considérée.

ρ_l Taux des armatures longitudinales.

b_w Largeur de la poutre.

d Hauteur utile de la poutre.

1.5.3 FIB Model Code 2010

Dans le cas des poutres en béton armé et précontraint sous effort de cisaillement ou de poinçonnement, le code de calcul FIB 2010 (FIB 2011) propose quatre niveaux

Analyse Bibliographique

d'approximation. Une bonne prédiction exige un niveau d'approximation élevé. Le niveau -I- fournit la méthode d'analyse basique ; le niveau -II- est le niveau intermédiaire d'un point de vue de la complexité de la précision. Le niveau -III- prévoit la meilleure précision. Pour le niveau -IV-, l'utilisation de la méthode des éléments finis non linéaire est autorisée.

Afin d'évaluer la résistance de cisaillement des éléments en béton armé, l'inclinaison du champ de contrainte (θ) et le coefficient de contribution du béton (k_v) doivent être calculés. Le facteur k_v représente la force de cisaillement transférée par le mécanisme d'engrènement des granulats. L'effort tranchant résistant des poutres sans armatures transversales donné par le code FIB 2010 peut être calculé selon l'équation (1.27) suivante :

$$V_{Rd} = k_v \frac{\sqrt{f_c}}{\gamma_c} b_w \cdot d \quad (1.27)$$

Le premier niveau est basé sur la formule proposée par la théorie du champ de compression modifiée (Bentz 2010). Ce niveau peut être utilisé seulement dans le cas des éléments avec une résistance de compression $f_c \leq 64 \text{ MPa}$, avec une taille maximale des agrégats $d_a \geq 10 \text{ mm}$ et une limite d'élasticité d'acier $f_y \leq 500 \text{ MPa}$.

$$\theta = 45^\circ \quad (1.28)$$

$$k_v = \begin{cases} \frac{200}{1000 + 1,3 z} \\ 0,15 \end{cases} \quad \text{si} \quad \begin{matrix} \rho_w = 0 \\ \rho_w \geq 0,08 \sqrt{f_c} / f_y \end{matrix} \quad (1.29)$$

Avec : $z = 0,9d$.

Pour le deuxième niveau, le modèle *fib* prend en compte la force de cisaillement résultant de la contribution du béton. Pour ce niveau d'approximation, l'angle d'inclinaison du champ de contrainte peut être sélectionné entre les valeurs suivantes :

$$20^\circ + 10000 \cdot \varepsilon_x \leq \theta \leq 45^\circ \quad (1.30)$$

$$k_v = 0 \quad (1.31)$$

Le troisième niveau est basé sur l'utilisation directe de l'équation de la théorie modifiée du champ de compression.

D'autres modèles existent dans la littérature, par exemple et pour n'en citer que quelques-uns : (Zsutty (Zsutty 1968), Niwa et al. (Niwa et al. 1987), Pendyala & Mendis (Pendyala et al. 2000), Bazant & Kim (Bazant et al. 1984)). Le modèle de Zsutty (Zsutty 1968) est considéré comme la première formulation empirique pour l'estimation de la résistance au cisaillement. Ces différentes formules permettent d'obtenir l'effort tranchant résistant. Un exemple de formule est donné par l'équation suivante issue du modèle de Bazant :

$$V_u = \left[(0,54\rho^{1/3}) \frac{1 + \sqrt{\frac{5,08}{d_a}}}{\sqrt{1 + \frac{d_a}{25d_a}}} \left(\sqrt{f'_c} + 249,2 \sqrt{\frac{\rho}{(a/d)^5}} \right) \right] b_w d \quad (1.32)$$

1.6 Méthodes expérimentales pour l'étude du processus de fissuration par cisaillement

1.6.1 Introduction et définitions

Les structures en béton armé présentent un changement dans le comportement global durant la présence des sollicitations extérieures (compression, traction, flexion, ...etc.) dû essentiellement à la naissance des dommages et des fissures. Afin d'évaluer le comportement de ces structures, des méthodes expérimentales ont été développées pour mesurer des grandeurs mécaniques (déformation, déplacement...) permettant de suivre et analyser le processus de fissuration. L'inspection et l'analyse de la variation de ces grandeurs pour le suivi de la fissuration peuvent être assurées par des techniques manuelles ou automatiques. Les premières assurent une surveillance classique de l'ouverture de fissure par des outils de mesure basiques, comme une échelle graduée (comparateur de fissure par exemple). Ces méthodes présentent de nombreux inconvénients : difficulté d'utilisation pendant le test, faible précision et ne permettent pas la mesure continue de l'ouverture de la fissure durant la totalité de l'essai. Pour les méthodes automatiques, différentes techniques existent. L'extensomètre classique (avec contact) est l'une des méthodes largement utilisées pour la mesure des grandeurs mécaniques. Les capteurs CMOD (Figure 1.14a), LVDT (Figure 1.14b), et les jauges de déformation (Figure 1.14c), sont des outils efficaces pour assurer la mesure continue d'une grandeur précise. Néanmoins, leurs intervalles de mesures restent généralement limités.



(a)(b) (c)

Figure 1.14 (a) : Capteur CMOD, (b) : Capteur LVDT, (c) : Jauge de déformation.

Les techniques précitées permettent de réaliser des mesures ponctuelles fournissant ainsi des informations globales. Une caractérisation de la dégradation d'un matériau ou d'une structure nécessite l'évaluation de certaines quantités sur des zones étendues (à l'intérieure ou à l'extérieure) à travers des techniques de mesure de champs. Des mesures ponctuelles ne sont pas suffisantes pour la caractérisation de la dégradation. Pour qu'une mesure ponctuelle (déformation en un point par exemple) puisse renseigner sur l'ensemble de la zone étudiée, l'essai doit être homogène. Or, la rupture d'un matériau est de nature hétérogène. D'un autre point de vue, quand on s'intéresse à des variations spatiales de grandeurs mécaniques, l'extensomètre classique (avec contact) ne permet pas de réaliser de mesures de champs et l'on fait souvent appel à des méthodes optiques ou acoustiques. L'objectif est de réaliser des mesures de champs (cinématique ou autres) afin de quantifier la dégradation à travers la variation spatiale d'une grandeur donnée (scalaire, vectorielle, tensorielle).

La méthode de corrélation d'images fait partie des techniques de mesure par méthodes optiques. Dans le cas des structures en béton soumises à des dégradations, cette technique de mesure de champs permet d'accéder aux champs cinématiques (de déformations et/ou de déplacements)(Alam et al. 2013; Hild et al. 2006; Roux 2006). La mesure peut s'effectuer sur une zone (ligne, surface, volume) et à partir du champ de la grandeur mesurée, on détermine les variations de ses composantes en fonction de la dimension de l'espace de mesure (1D, 2D ou 3D).

D'autres techniques de mesure basées sur des concepts acoustiques ou vibratoires permettent d'accéder à des mesures de champs. Elles permettent d'évaluer, de déterminer et de quantifier l'endommagement et les défauts dans un élément soumis à des sollicitations diverses (compressions, traction, cisaillement...). Leur utilisation est devenue classique pour la caractérisation mécanique des matériaux (module de Young, ...) (Grédiac 2004; Hansuld et al. 2008; Krouskop et al. 1987; Langenecker 1966; Rho et al. 1993), et d'un intérêt grandissant dans le domaine de l'inspection des grands ouvrages (centrales électriques,

nucléaires, aérospatiales ou aéronautiques, les fuites dans les pipelines, barrages, ponts ..) et de suivi de la santé des structures (Structural Health Monitoring SHM) (Giurgiutiu et al. 2000; Giurgiutiu 1997; Ihn 2008; Staszewski et al. 2004).

Dans ce qui suit, nous développerons les principes de deux techniques que nous utiliserons dans notre étude expérimentale : une méthode optique appelée Corrélation d'Images (abréviation **DIC** : **D**igital **I**mage **C**orrelation) et une méthode d'émission acoustique (abréviation **AE** : **A**coustique **E**mission).

1.6.2 Concepts basiques de DIC

La technique DIC est une méthode optique proposée initialement par Bruck (Bruck et al. 1989). Elle permet la mesure de champs (déplacements, déformations ...) sur la base de l'analyse successive des images prises durant l'application de différents taux de chargement, C'est une technique de mesure largement appliquée dans les domaines de l'ingénierie (Chiang 2008; Fayyad et al. 2014; Küntz et al. 2006; Huber et al. 2016). Elle possède certaines propriétés qui la rendent extrêmement attrayante dans le domaine de la mécanique expérimentale. Parmi ces propriétés, on peut citer :

- Les équipements optiques d'acquisition des images numériques sont disponibles avec une qualité toujours croissante et un coût décroissant. La résolution (ou le nombre de pixels) peut atteindre aujourd'hui les centaines de Méga Pixels.
- L'acquisition d'images est une technique sans contact tolérant ainsi une grande distance entre les échantillons et les caméras même pour des grands rapports optiques. Ce caractère de « sans contact » rend la technique DIC appropriée aux environnements agressifs (les hautes températures, atmosphère humide ou corrosive, etc.).
- Les appareils photo numériques disposent aujourd'hui d'une haute fréquence et ouvrent ainsi la voie aux analyses détaillées des essais dynamiques avec des vitesses de déformations très élevées.
- Elle est basée sur l'analyse des déplacements dans le plan. Cependant, elle est facilement adaptable en 3D avec l'utilisation de deux caméras ou plus ce qui présente des avantages pour les essais avec des mouvements hors plan.

1.6.2.1 Dispositif expérimental

La méthode bidimensionnelle de DIC exige un appareil-photo simple de capteurs CCD (Charged Coupled Device) ou CMOS (Complementary Metal Oxide Semiconductor). Les

Caméras doivent être fixées à un point avec son champ visuel optique capturant le centre d'intérêt sur la surface de spécimen. L'axe optique du camera doit être perpendiculaire à une surface plane du spécimen avec un très faible (voire aucun) déplacement hors plan (Figure 1.15).

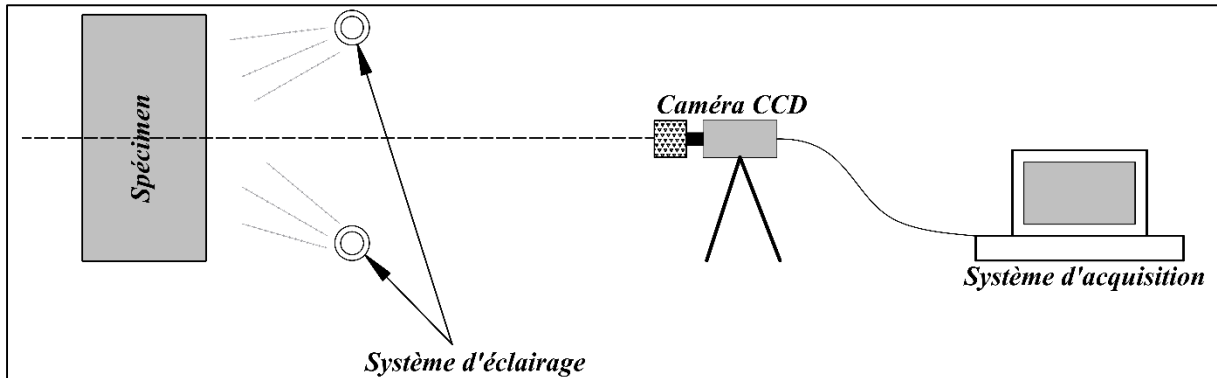


Figure 1.15 : Schéma représentatif de la procédure expérimentale de la méthode DIC.

La surface testée doit présenter une distribution aléatoire d'intensité grise. Ceci peut être assuré par des jets de peintures blanche et noire. Pour l'acquisition, une image doit être prise avant (image de référence) et après (images déformées) l'application de la charge.

1.6.2.2 Principe de la technique DIC

Après acquisition des images de la surface du spécimen avant et après l'application de la charge, la zone d'intérêt (ROI : Region Of Interest) doit être définie premièrement dans l'image de référence comme le montre la Figure 1.16a ; ensuite une détermination de l'ensemble de la région ROI dans les images déformées est effectuée afin de calculer le champ de déplacement (Figure 1.16b) dans chaque image déformée. Le principe de cette technique DIC est de définir et de trouver la position du même point (ou pixels) entre l'image de référence et les images enregistrées après déformation du spécimen. Ce principe doit s'appliquer à tous les points de la zone ROI afin d'obtenir les champs de déplacement.

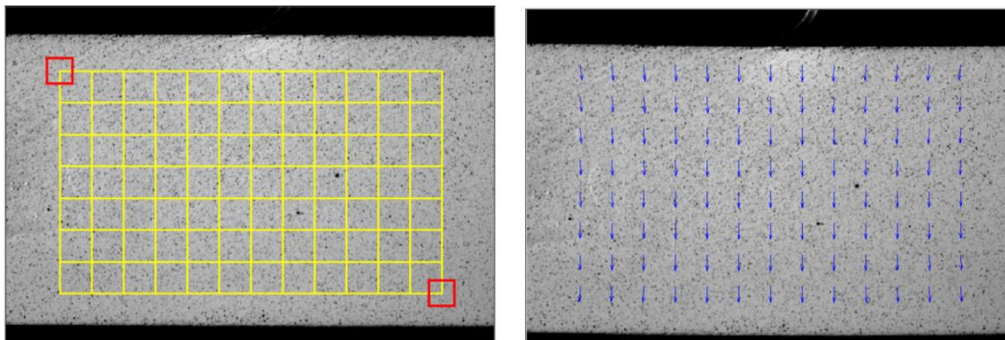


Figure 1.16 : (a) : Image de référence (grille jaune représente ROI), (b) : Champ de déplacement calculé.

Analyse Bibliographique

Pour calculer les champs de déplacements d'un point P , un sous-ensemble de référence de dimensions $(2M \times 2M)$ pixels et du centre $P(x_0, y_0)$ doit être choisi dans l'image de référence et utilisé pour trouver sa position dans les images déformées comme le montre la Figure 1.17. Durant le processus d'analyse d'images, l'un des critères de corrélation suivants peut être appliqué pour évaluer la similarité entre les sous-ensembles de référence et déformé : Critère de Corrélation Croisée (*Cross Correlation CC*) ou critère de la Somme de Différences Carré (*Sum Squared Differences SSD*). Le processus d'analyse s'arrête quand le critère de corrélation atteint le pic dans chaque image. Les algorithmes de ces critères ont été développés pour négliger l'effet de la taille de la lumière. D'autres critères ont été également développés : Corrélation Croisée Normalisée à Zéro (*Zero Normalized Cross Correlation ZNCC*), et Somme de Différence Carré Normalisée à Zéro (*Zero Normalized Squared Sum of Differences ZNSSD*). Les algorithmes de ces critères montrent une précision meilleure que celle des deux critères précédents (Giachetti 2000; Pan et al. 2009; Sutton et al. 2009; Tong 2005; Zhang 2016).

En plus des critères de corrélation, des fonctions de formes sont utilisables pour connaître les coordonnées d'un point $Q(x, y)$ (sous-ensemble de référence) dans le sous-ensemble déformé $Q'(x', y')$ (voir Figure 1.17). Ces fonctions sont : fonction de forme de l'ordre zéro (*Zero-Order Shape Function ZOSF*), fonction de forme du premier ordre (*First-Order Shape Function FOSF*), et la fonction de forme du deuxième ordre (*Second-Order Shape Function SOSF*) (Lu et al. 2000; Schreier et al. 2002; Zhang 2016).

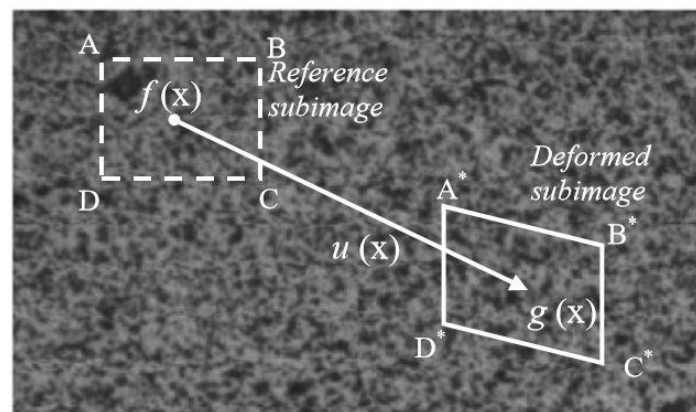


Figure 1.17 : Schéma explicite du sous-ensemble après et avant déformation (Alam 2011).

Pendant la déformation du spécimen, les points dans le sous-ensemble déformé peuvent être placés dans des pixels qui ne sont pas intégrés dans le sous-ensemble. Afin d'éviter ce problème, l'utilisation des algorithmes d'interpolation est fortement exigée. Dans la littérature, plusieurs algorithmes d'interpolation ont été utilisés pour effectuer cette étape de la

méthode DIC. Les algorithmes les plus utilisés sont : interpolation bilinéaire, et interpolation bi-cubique (Bruck et al. 1989; Cheng et al. 2002; Chu et al. 1985; Lu et al. 2000; Sutton et al. 1983).

1.6.2.3 Application de la DIC

La technique DIC a été largement appliquée pour la caractérisation des champs de déformations des matériaux soumis à des chargements mécaniques et/ou thermiques (acier, bois, polymère, béton, etc.) (Chiang 2008; Peters 1982; Wattrisse et al. 2000; Xiang et al. 2007). Elle a été utilisée également pour déterminer les paramètres des matériaux : coefficient de Poisson (Chasiotis et al. 2002; Cho et al. 2005; Zhang et al. 2006; Zhang et al. 1999), module d'élasticité (Chasiotis et al. 2002; Cho et al. 2005; Zhang et al. 2006; Zhang et al. 1999), facteur d'intensité (Lopez-Crespo et al. 2008; McNeill et al. 1987; Roux 2006), coefficient de dilatation thermique (Hild et al. 2006; Avril et al. 2008).

La technique DIC a montré son efficacité dans le suivi du processus de fissuration (profil, ouverture de la fissure) dans les domaines de la mécanique de la rupture des éléments en béton armé ou non (Alam et al. 2012) (Destrebecq et al. 2011; Dutton 2012; Fayyad et al. 2014; Bastien et al. 2006; Huber et al. 2016). Dans Alam et al. (Alam et al. 2012), le processus de fissuration des poutres en béton armé soumises à la flexion (mode I) a été suivi par DIC. Dans d'autres travaux, la technique a été étendue au mode II (Huber et al. 2016). Les résultats ont montré que la technique DIC reste un outil approprié pour la quantification et le suivi de la cinématique de la fissure (ouverture, glissement).

1.6.3 Emission Acoustique (AE)

1.6.3.1 Définition

Le comité national consultatif des matériaux (The National Materials Advisory Board NMAB) et le comité d'évaluation non-destructive (Committee on Nondestructive Evaluation) ont classifié les techniques non-destructives en six catégories : Visuelle, pénétration des rayonnements, vibration mécanique, thermique, électromagnétique et chimique/électrochimique. L'émission acoustique (AE) a été classée dans la catégorie de vibration mécanique. La méthode AE est définie par la transition des ondes élastiques produites par la libération d'énergie d'une source ou plusieurs sources situées dans un matériau (ASTM 2006). Cette libération d'énergie peut être produite par des ondes micro-sismiques, par des dislocations, fissuration, ou par n'importe quel autre phénomènes dans un milieu subissant des déformations (Xu 2008). Ces ondes sont détectées par des capteurs qui

transforment les ondes mécaniques en ondes électriques. Ces dernières sont enregistrées pour effectuer la caractérisation des différents paramètres d'onde.

Comparée aux autres méthodes non destructives, la technique d'EA présente de nombreux avantages :

- Les mesures peuvent être réalisées en temps réel des essais.
- La possibilité d'utilisation de plusieurs capteurs d'AE pour assurer une meilleure précision.
- Vu la nature des ondes réceptionnées, plusieurs méthodes d'analyses peuvent être utilisées ce qui permet un traitement très précis des phénomènes de déformations subis par le matériau.

1.6.3.2 Principe de la technique AE

La technique d'AE est utilisée pour analyser les ondes élastiques générées par la libération d'énergie. Ainsi, elle exige deux composantes essentielles qui sont : la déformation du matériau qui devient la source, et le capteur AE qui reçoit les ondes générées par la source (Figure 1.18). Après naissance des ondes élastiques résultant d'une déformation de la structure, ces ondes sont enregistrées sur la surface de la structure à l'aide des capteurs piézoélectrique puis convertis en signaux électriques (Grosse et al. 2008). Ces signaux présentent des amplitudes relativement faibles, ce qui implique l'utilisation des préamplificateurs pour amplifier le voltage des signaux enregistrés (Behinia 2015; Grosse et al. 2008; Nair et al. 2010; Saliba 2012).

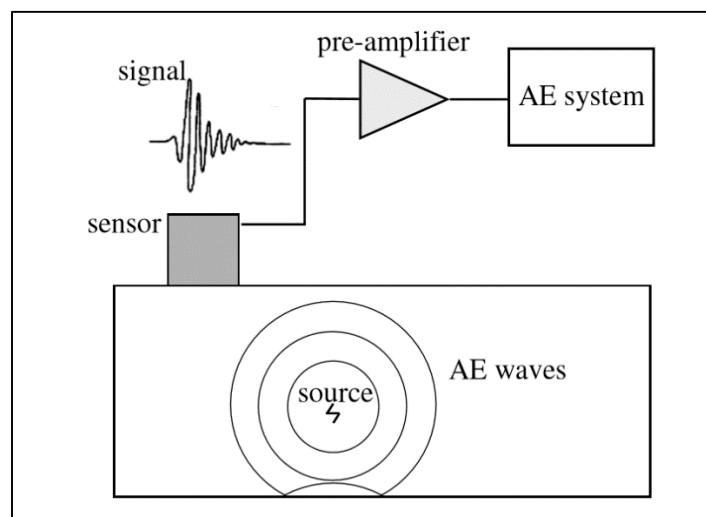


Figure 1.18 : Principe de la technique AE (Van Bohemen 2004).

Après amplification, les signaux d'émission acoustiques sont transmis à un système d'acquisition de données par un câble. Le système d'acquisition de données peut filtrer

(éliminer les signaux ou les fréquences non désirés) ou amplifier davantage ces signaux qui sont désormais enregistrés et organisés. Le plus souvent, le logiciel d'acquisition de données est utilisé pour tracer les graphes et analyser les données qui sont utilisables pour l'inspection et la compréhension de ce qui s'est produit dans le milieu déformé.

1.6.3.3 Dispositif expérimental d'AE

La technique d'émission acoustique est une méthode facile et simple à intégrer dans les essais sur les structures. La Figure 1.19 illustre un schéma représentatif du montage des composantes de la méthode AE qui comporte trois composantes principales : les capteurs, les préamplificateurs, et le système d'acquisition. Les équipements d'AE doivent avoir une capacité appropriée pour traiter les informations acquises durant l'essai. Avant d'effectuer l'essai, la surface du montage du capteur doit être nettoyée pour assurer un bon contact entre la surface du spécimen et les capteurs (Pollock 1995). Ces derniers sont ensuite reliés par des câbles électriques avec des préamplificateurs qui sont déjà reliés au système d'acquisition.

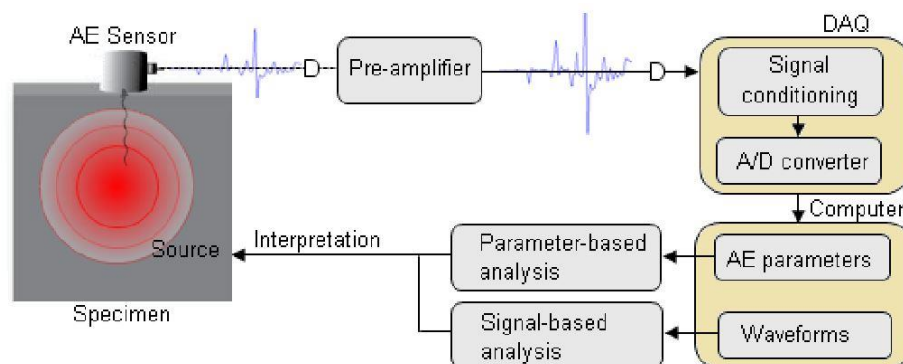


Figure 1.19 : Processus de mesure des ondes d'émissions acoustiques (Kocur 2012).

Le couplage du capteur est un facteur très important. Pour assurer un bon couplage, des calibrations devraient être effectuées sur le couplage surface spécimen – capteur avant le déroulement des essais.

1.6.3.4 Paramètres basiques des ondes d'AE

Les ondes d'émission acoustiques peuvent être présentées sous forme du voltage en fonction du temps. Les paramètres basiques des signaux peuvent être ainsi mesurés. Ces paramètres aident à visualiser et monter les données d'AE. La Figure 1.20 présente la forme d'une onde acoustique générée par une source montrant les différents paramètres identifiant le signal acoustique. Les paramètres basiques du signal sont :

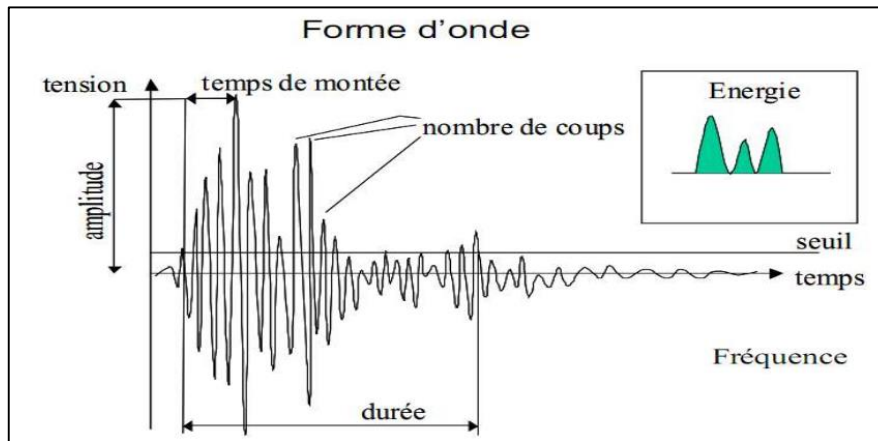


Figure 1.20 : Paramètres et la forme d'un signal acoustique (Saliba 2012).

- **Seuil (Threshold) :** Un niveau de voltage défini par l'utilisateur pour que les signaux avec des amplitudes supérieures à ce niveau soient pris en compte pour l'enregistrement des données d'AE.
- **Nombre de coups (counts) :** ce paramètre est défini par le nombre de fois où le signal d'AE dépasse le seuil.
- **Amplitude :** c'est le point le plus élevé du signal obtenu par la valeur absolue de la partie positive ou négative de l'onde. L'amplitude peut s'exprimer en décibel (dB).
- **Durée (Duration) :** représente le temps entre le début et la fin d'un signal d'AE. L'unité de la durée est la microseconde (μs).
- **Temps de Montée (Rise time) :** représente le temps entre le début du signal et le temps jusqu'à atteindre l'amplitude maximale d'onde, ce paramètre s'exprime aussi en microseconde (μs).
- **L'énergie absolue :** présente l'évolution de l'amplitude en fonction de la durée d'onde, où elle peut être calculée par l'intégrale suivante :

$$E_{abs} = \int_{t_{initiale}}^{t_{finale}} (\text{Amplitude})^2 dt \quad (1.33)$$

- **Fréquences (Frequency) :** c'est le nombre de cycles par seconde d'un événement. Généralement, les ondes d'émission acoustique se composent de plusieurs composantes de fréquence (fréquence moyenne, fréquence au pic, fréquence maximale).

- **Résistance du Signal (Signal Strength)** : c'est la zone sous l'enveloppe du voltage linéaire d'un signal, la résistance du signal est exprimée par l'équation suivante (1.34) :

$$S_0 = \frac{1}{2} \int_{t_1}^{t_2} f_+(t) dt - \frac{1}{2} \int_{t_1}^{t_2} f_-(t) dt \quad (1.34)$$

1.6.3.5 Paramètres Modifiés d'AE

En se basant sur les paramètres cités précédemment (Amplitude, fréquence, signal de résistance, énergie ... etc.) et quelques lois de la sismologie, de nouveaux paramètres qui ne sont pas accessibles directement par la technique d'émission acoustique ont été proposés pour aider à quantifier et estimer par exemple l'endommagement, le type de source d'évènement et d'autres caractéristiques. Parmi ces paramètres :

- La valeur RA et la fréquence moyenne
- La valeur b
- L'index d'historique et la sévérité

Quelques détails sont donnés ci-après.

- **RA et la Fréquence Moyenne**

Cette méthode consiste à comparer les deux paramètres suivants : Valeur RA qu'est le rapport entre le temps de montée et l'amplitude, le deuxième c'est la fréquence moyenne. Cette analyse est l'une des méthodes les plus simples pour analyser les signaux d'émission acoustiques afin de définir le type de fissuration comme le montre la Figure 1.21 (Ohtsu et al. 2007).

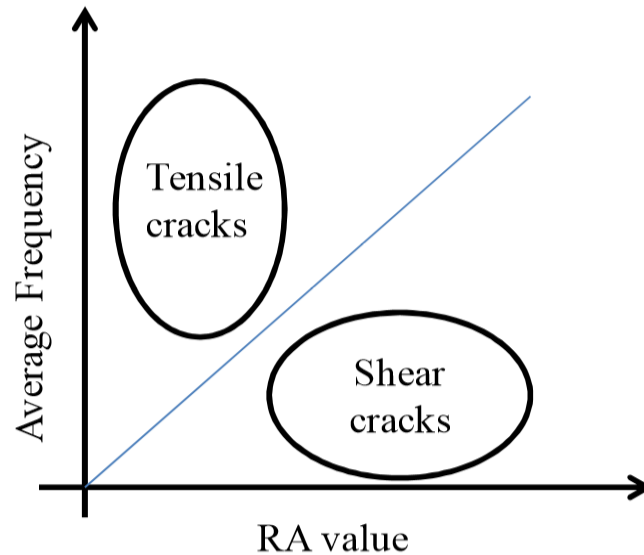


Figure 1.21 : Classification des signaux d'EA selon JCMS-IIIB5706 2003.

À partir de ces deux paramètres, les fissures peuvent être classées en fissures de traction ou de cisaillement (Ohno et al. 2010) comme l'illustre la Figure 1.21. Cette classification des fissures est basée sur le règlement JCMS-IIIB5706. Cette classification a été validée par des essais réalisés en mode I et en mode II.

• **Valeur b (b-Value) :**

C'est une méthode initialement développée dans le domaine de sismologie pour mesurer les relations entre la magnitude et la fréquence d'un séisme. Elle a été récemment adoptée à la méthode d'émission acoustique. Comme pour la sismologie, les événements avec des grandes magnitudes se produisent moins souvent que les événements avec des magnitudes faibles. En se basant sur la représentation Magnitude-Fréquence, Gutenberg Richter (Gutenberg et al. 1954) a proposé une formule pour calculer la valeur b (b-value), comme le montre l'équation (1.35), où M_i représente la magnitude de Richter, N est l'incrément de la fréquence (le nombre des événements avec des magnitudes de l'ordre de $M_L \pm \Delta M/2$), et a et b sont des constantes empiriques (Gutenberg et al. 1954; Proverbio 2011).

$$\log_{10} N = a - bM_L \quad (1.35)$$

$$\log_{10} N = a - b'A_{dB} \quad (1.36)$$

La méthode a été adoptée pour la technique d'émission acoustique en remplaçant la magnitude de Richter par l'amplitude des hits (équation (1.36)). Il a été supposé que les

Analyse Bibliographique

microfissures génèrent des hits de faibles amplitudes tandis que les macro-fissures génèrent plus de hits avec des amplitudes élevées. Donc, une grande valeur de « b » indiquera un endommagement faible ou négligeable, et une faible valeur de « b » indiquera un endommagement important. Afin d'avoir des résultats comparables par rapport aux résultats de la sismologie, la valeur de « b » doit être amplifiée (Behnia et al. 2014; Farhidzadeh et al. 2012; Shahidan et al. 2013).

• L'analyse d'intensité :

Cette technique évalue l'importance structurelle d'un évènement aussi bien que le niveau de défaillance de la structure par le calcul de deux paramètres : l'index d'historique (Historic Index HI) et la sévérité (Severity S_r). Le paramètre HI compare la résistance d'un signal des émissions à la résistance de signal de toutes les émissions, qui signifie l'estimation des changements de pente dans le graphe qui présente le cumulatif de la résistance du signal en fonction du temps. La présence d'un ou plusieurs pics dans la représentation graphique de HI en fonction du temps peut indiquer l'occurrence d'un nouvel endommagement ou la propagation d'endommagement. La sévérité est une mesure de l'endommagement structurel, où l'augmentation de la sévérité correspond souvent à une nouvelle défaillance structurelle. Les équations suivantes illustrent les valeurs de HI et S_r :

$$HI = \frac{N}{N - K} \left(\frac{\sum_{i=K+1}^N S_{0i}}{\sum_{i=K+1}^N S_{0i}} \right) \quad (1.37)$$

$$S_r = \frac{1}{J} \left(\sum_{m=1}^J S_{0m} \right) \quad (1.38)$$

Avec : K et J sont des constantes empiriques, où les valeurs de K sont reliées à N par les relations suivantes : pour $N \leq 100$, K n'est pas applicable ; pour $101 < N < 500$, $K = 0,8N$; et pour $N > 500$, $K = N - 100$. Et les valeurs J pour $N \leq 20$, J n'est pas applicable, et pour $N > 20$, $J = 20$.

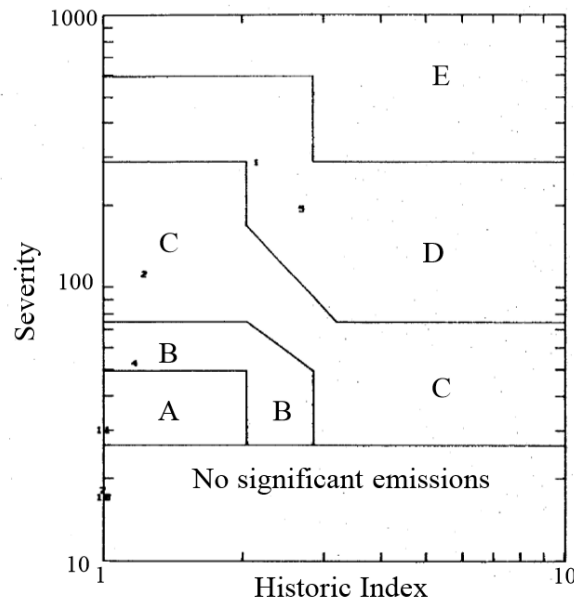


Figure 1.22 : Schéma représentative des zones d'intensité.

Les valeurs maximales du HI et S_r sont tracées sur le diagramme d'intensité comme montre la Figure 1.22. Le diagramme est divisé en zones d'intensité qui indiquent l'importance structurelle des évènements. Les zones d'intensité identifiées sont définies et résumées dans le tableau suivant.

Tableau 1.1 : Niveaux d'endommagement basé sur l'analyse d'intensité (Golaski et al. 2002).

<i>Zone d'intensité</i>	<i>Actions recommandées</i>
A	<i>Émission acoustique insignifiante</i>
B	<i>Note pour la référence dans de futurs essais. Défauts extérieurs en général mineurs tels que la corrosion, la piqûre de corrosion, les gouges, ou les soudures d'attachement fissurées.</i>
C	<i>Défaut exigeant l'évaluation complémentaire. L'évaluation peut être basée sur davantage d'analyse de données, ou un examen non destructif complémentaire.</i>
D	<i>Défaut significatif exigeant l'inspection complémentaire.</i>
E	<i>Défaut Principal exigeant l'inspection immédiate d'arrêt et de suivi.</i>

1.6.3.6 Application de la technique AE

La technique d'émission acoustique a été largement utilisée dans le domaine de génie civil pour le suivi de la dégradation des structures en béton armé ou non. Ces investigations se

Analyse Bibliographique

basent sur trois principes fondamentaux : localisation des évènements, caractérisation et identification de la nature de la source, et quantification de l'endommagement.

En 1969, Green (Green 1969) a apporté une première contribution pour l'étude du mortier utilisant la méthode AE. Plus tard, d'autres travaux ont suivi pour l'investigation de la rupture dans le béton armé. En 1980, une application de l'AE pour l'étude du déchaussement des armatures dans les joints Poteau-Poutre a été réalisée par Kobayashi (Kobayashi et al. 1980). Pour le suivi du processus de fissuration dans le béton armé, Ohtsu (Ohtsu et al. 1998; Ohtsu et al. 2002; Ohtsu 1996; Ohtsu et al. 2007) a apporté des contributions significatives. La technique a été utilisée également pour l'estimation de la capacité de flexion des poutres en béton armé (Colombo et al. 2005) et pour l'étude des poutres précontraintes (Golaski et al. 2002; Tinkey et al. 2000), ou en béton fibré (Balazs et al. 1996; Grosse et al. 2000; Grosse 1996). Les phénomènes de couplage en présence de fissuration ont également été étudiés (fluage-fissuration par exemple Saliba (Saliba 2012)).

Toutes ces contributions ont souligné la pertinence de la méthode AE dans le suivi du processus de fissuration et l'identification des mécanismes associés.

1.7 Conclusion :

Dans cette section, nous avons mis en évidence la complexité d'une rupture par cisaillement. Les mécanismes de transmission de la force de cisaillement aux appuis sont multiples : effet de goujon, engrènement de granulats, zone de compression et existence de contraintes résiduelles de traction entre les lèvres de fissures. De l'autre côté, nous avons souligné l'implication de plusieurs paramètres dans la capacité de cisaillement : le taux des armatures longitudinales, la résistance de la compression du béton, le rapport entre la portée de cisaillement et la hauteur utile de l'élément et la hauteur effective.

Les formules empiriques proposées par les codes de calculs sont limitées à cause de la non-prise en compte de l'interaction entre les différentes variables qui contrôlent la résistance de cisaillement. D'autres approches théoriques ont été développées (Théorie de champ de compression modifiée, théorie de la fissure critique de cisaillement). Généralement, elles considèrent un ou deux mécanismes dominant sans une prise en compte de l'interaction entre toutes les contributions.

Analyse Bibliographique

Une bonne compréhension des mécanismes de transfert ne peut se faire sans une expérimentation fine. Les informations globales (capacité, ..) ne sont pas suffisantes pour identifier la contribution de chaque mécanisme et les interactions qui peuvent y avoir lieu. Dans ce travail de thèse, nous utiliserons deux techniques expérimentales (Emission Acoustique et Corrélation d'images) pour le suivi du processus de fissuration par cisaillement des poutres de différentes tailles en béton non armé transversalement. L'objectif est d'identifier la contribution de chaque mécanisme en se focalisant sur l'influence que pourrait jouer l'effet d'échelle.

CHAPITRE 2 : ETUDE

EXPERIMENTALE

Nous avons exposé dans le chapitre précédent les principaux mécanismes intervenant dans le comportement à la rupture par cisaillement. L'objectif de ce chapitre est de mettre en évidence, expérimentalement, ce comportement à différentes échelles de la structure. Ceci permettra d'élucider l'influence de la taille sur le comportement mécanique et sur les déformations internes dans une structure en béton armé. Notre programme expérimental se base sur des essais de flexion trois points menés sur des poutres en béton armé sans armatures transversales. La campagne d'essai comprend six poutres géométriquement similaires avec une hauteur utile allant de 200 mm à 600mm. Cette étude donne une base de données importante sur le comportement de cisaillement du béton armé sur des tailles de poutres qui sont difficiles à réaliser au laboratoire. Une comparaison entre les résultats expérimentaux et les réglementations est présentée à la fin de ce chapitre.

2.1 Programme Expérimental

2.1.1 Géométrie des poutres

Pour analyser le comportement de rupture par cisaillement du béton armé, nous avons choisi des poutres sans armatures transversales, ce qui nous permet d'étudier les phénomènes de transfert d'effort tranchant cités dans le chapitre précédent. Dans l'objectif d'étudier la problématique d'effet d'échelle, les poutres sont géométriquement similaires en deux dimensions. La largeur est maintenue constante ($b = 200$ mm) avec une hauteur utile variable de 200 mm à 600 mm comme indiqué dans le Tableau 2.1 et la Figure 2.1. Ces dimensions ont été choisies après plusieurs calculs de dimensionnement et calculs éléments finis avec des modèles avancés. Le rapport entre la travée de cisaillement et la hauteur effective est gardé constant ($a/d = 2,5$). Cette configuration a été privilégiée pour avoir un mode de rupture par cisaillement diagonale selon la vallée de Kani (Figure 1.1). C'est ce mode de rupture le plus fragile et le plus difficile à prédire à cause de multiples phénomènes qui se présentent.

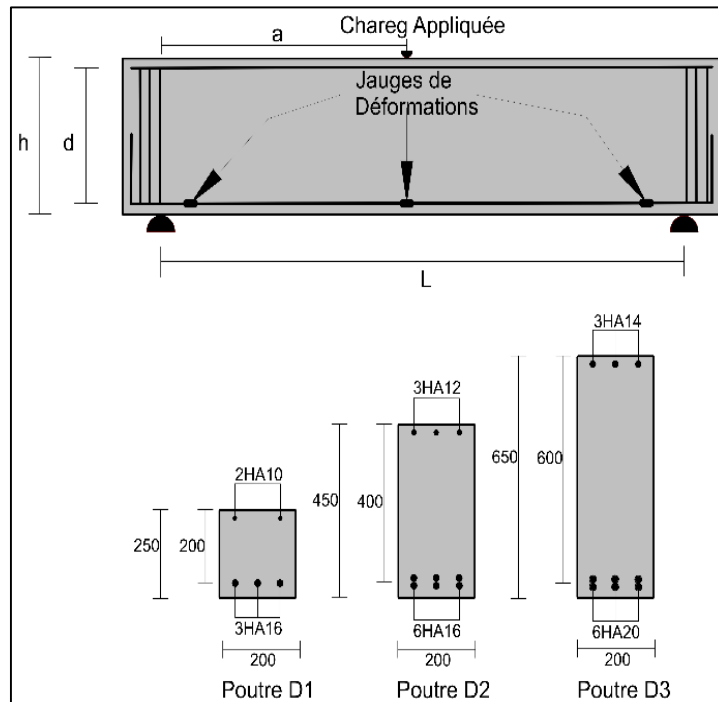


Figure 2.1 : Détails de ferrailage des poutres testées (Dimensions en mm).

Le taux d'armatures longitudinales est maintenu constant dans toutes les poutres ($\rho_s = 1,5\%$). Cela permet d'étudier uniquement l'effet de la taille sur le comportement mécanique et sur la fissuration. Ce taux d'armatures n'est pas trop faible pour avoir la rupture par flexion et pas trop important pour obtenir une rupture par compression diagonale. Le taux armature choisi se place entre les états limites de service proposé par l'Eurocode 2. Aux extrémités des armatures, des ancrages droits sont réalisés pour assurer l'adhérence et la transmission des charges aux armatures. Des armatures ont été installées dans la partie supérieure de la poutre ($\rho_c = 0,5\%$) pour empêcher une rupture prématurée par compression. Les détails et la configuration de ferrailage sont représentés sur la Figure 2.1.

Tableau 2.1 : Détails des spécimens.

Poutres	b (mm)	h (mm)	d (mm)	L (mm)	ρ_s (%)	ρ_c (%)
D11, D12	200	250	200	1000	1,50	0,50
D21, D22	200	450	400	2000	1,50	0,50
D31, D32	200	650	600	3000	1,50	0,50

2.1.2 Matériaux

Toutes les poutres ont été fabriquées en utilisant un béton ordinaire dont la formulation est illustrée dans le Tableau 2.2, où la taille maximale des granulats est $d_a=16 \text{ mm}$. Afin de connaître les propriétés mécaniques du béton, des essais de compression et de fendage ont été réalisés à 28 jours sur des éprouvettes cylindriques ($\Phi 110 \text{ mm}$, $h 220 \text{ mm}$). Les résultats sont résumés dans le Tableau 2.3. Les caractéristiques de l'acier utilisé sont également données dans le Tableau 2.3.

Tableau 2.2 : Formulation du béton.

<i>Ciment (Portland 52.5)</i>	<i>347 Kg/m³</i>
<i>Sable</i>	<i>790 Kg/m³</i>
<i>Granulats (6-10 mm)</i>	<i>245 Kg/m³</i>
<i>Granulats (10-16 mm)</i>	<i>815 Kg/m³</i>
<i>Eau</i>	<i>185 Kg/m³</i>

Tableau 2.3 : Propriétés Mécaniques du béton et Acier.

Béton	
<i>Résistance de Compression, f_{c28}</i>	<i>28,4 MPa</i>
<i>Résistance de Traction par fendage, f_{t28}</i>	<i>3,3 MPa</i>
<i>Module d'élasticité du béton, E_{c28}</i>	<i>30,00 GPa</i>
Armatures	
<i>Résistance élastique, f_y</i>	<i>500 MPa</i>
<i>Module d'élasticité d'acier, E_s</i>	<i>200 GPa</i>

2.1.3 Essais Structuraux

Les spécimens D1, D2 et D3 ont été testés à l'aide d'un vérin hydraulique de capacité 500 kN contrôlé par un servo-groupe hydraulique (Figure 2.2). Un système a été adapté pour mesurer le déplacement à mi-travée à l'aide d'un capteur laser. Au niveau du ferrailage longitudinal, des jauges de déformation ont été placées dans différents endroits pour l'acquisition des déformations longitudinales pendant l'essai (voir Figure 2.4).



Figure 2.2 : Dispositif d'essai (flexion trois-points).

2.1.4 Instruments de mesure Flexion trois-points

Les essais sont effectués en flexion trois-points où les poutres sont simplement appuyées sur des appuis cylindriques et la charge est appliquée à l'aide d'un cylindre métallique pour assurer un chargement ponctuel. Les tests se sont déroulés sous un contrôle par déplacement avec une vitesse constante durant la totalité d'essai pour les trois tailles ($v = 0.02 \text{ mm/s}$).

La mesure de flèche à mi-travée de chaque poutre a été assurée par capteur laser placé sur une règle métallique dont les extrémités sont supportées par des étriers installés au niveau des appuis. Ce système (Capteur laser + support + étriers) sert à mesurer la flèche sur la fibre neutre de la poutre relative aux appuis (voir la Figure 2.3).

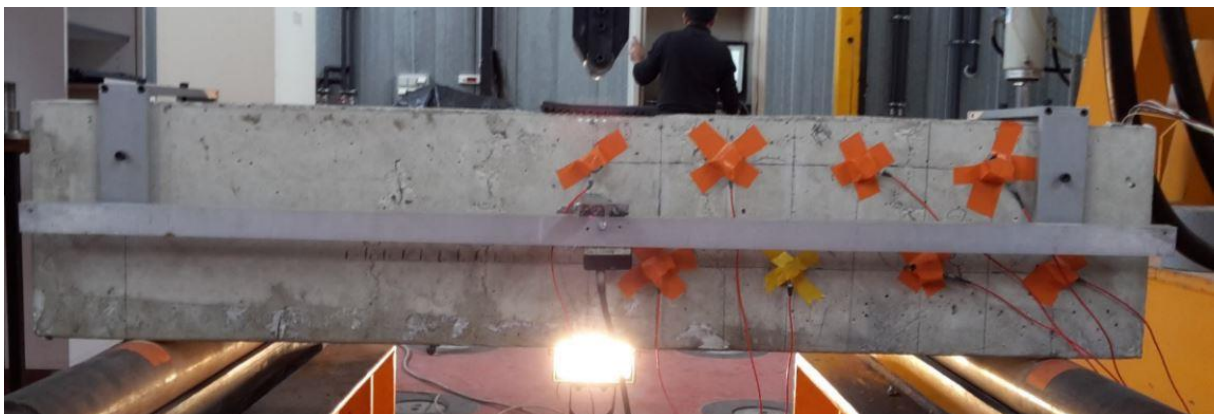


Figure 2.3 : Système de mesure de la flèche.

2.1.4.2 Mesure de déformations des armatures longitudinales

Des jauges de déformation ont été placées sur les armatures afin d'acquérir les déformations longitudinales durant la totalité des tests. Les jauges utilisées sont de type *KFG-6-120-C1-11L3M2R* ayant une longueur de 6 mm et une largeur de 2,5 mm (Figure 2.4).

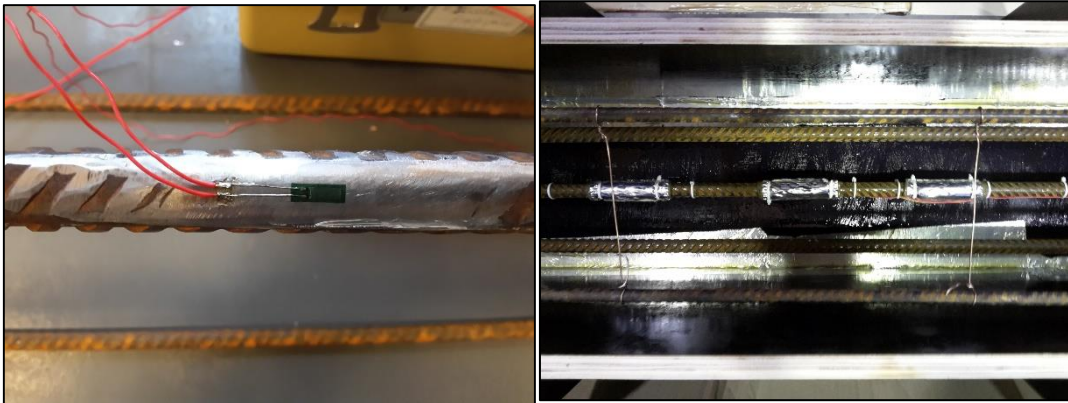


Figure 2.4 : Dispositif des jauges pour la mesure de déformations des aciers.

Les jauges ont été installées aux différents endroits : deux jauges à côté des appuis où l'effort tranchant est plus important, et une 3^{ème} au milieu de la poutre où le moment de flexion est significatif par rapport à l'effort tranchant (voir Figure 2.1). Après préparation et installation de ces trois jauges, elles ont été reliées à un système d'acquisition configuré pour enregistrer les déformations des armatures chaque seconde pendant le déroulement des essais.

2.1.4.3 Technique de Corrélation d'Images(DIC)

La corrélation des images numériques décrite en détail dans le chapitre précédent a été utilisée pour déterminer les champs de déplacement sur la surface de l'échantillon. Le champ de déplacement est déterminé à travers le mouvement l'imagette¹ dans une zone définie comme zone de corrélation. Cette zone de 29x29 pixels est régulièrement espacée dans l'image de référence en forme de grille. Chaque imagette dans l'image de référence est corrélée à l'image déformée par le calcul du coefficient de corrélation dans la zone de corrélation autour de l'imagette. Dans notre cas les variables sont les niveaux de gris de l'imagette dans l'image de référence et dans l'image déformée. La résolution du système dépend directement de la distribution des niveaux de gris qui est liée à la texture du matériau. Afin d'obtenir un motif aléatoire avec un degré de similitude élevé, un mouchetis de peinture noir sur blanc est projeté sur la surface de l'éprouvette. Les images sur la surface de l'éprouvette sont capturées par des appareils photo numérique CCD (Charged Coupled Device) qui donnent 256 niveaux d'intensité de gris. Un objectif macro de 75 mm est utilisé

¹Segment d'image supposé constant au niveau local lorsqu'il se déplace dans le plan.

Etude Expérimentale

pour observer l'échantillon et fournir un champ visuel plat. Le champ de déplacement obtenu par corrélation d'images permet de calculer le glissement et la propagation des fissures (voir chapitre 3).

Cette technique a été utilisée dans notre programme expérimental sur une face de toutes les poutres en utilisant deux caméras. Les deux caméras sont placées à une distance de la surface de la poutre et perpendiculairement au centre de la zone intéressée (Figure 2.5) afin d'enregistrer des images sur toute la surface de la poutre. La vitesse d'enregistrement des images est maintenue à 1 FPS (une image chaque seconde).

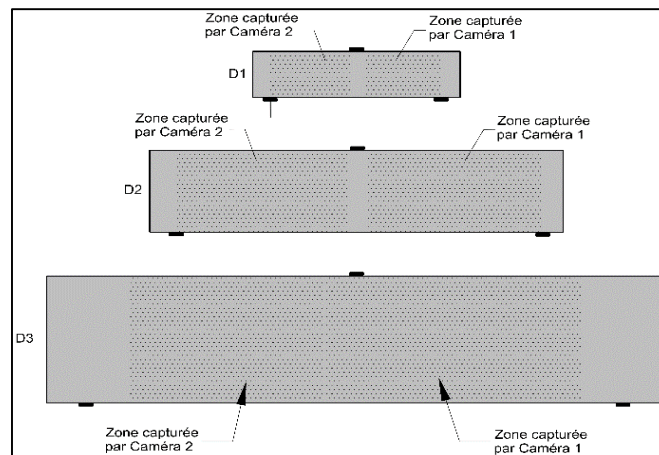


Figure 2.5 : les zones capturées par les caméras de la technique DIC.

Les résolutions obtenues pour chaque taille sont : $1 \text{ pixel} = 182 \mu\text{m}$ pour $D1$, $1 \text{ pixel} = \mu\text{m}$ pour $D2$, et $1 \text{ pixel} = \mu\text{m}$ pour $D3$. Dans cette étude, la moucheture effectuée par les peintures améliore la résolution de déplacement à environ cinq fois (Lopez-Crespo et al. 2008).

2.1.4.4 Technique d'Emission Acoustique (AE)

Les signaux d'émission acoustique (AE) ont été acquis à l'aide d'un système MISTRAS à 8 voies. L'analyse d'AE a été effectuée par l'utilisation de 8 capteurs de type R15 utilisés dans un intervalle de fréquence allant de 50 à 200 kHz et une fréquence de résonance de 150 kHz afin qu'ils assurent la conversion des ondes en signaux électriques. Ensuite ces signaux sont numérisés par une carte PCI-DSP4 afin d'extraire les différents paramètres des signaux.

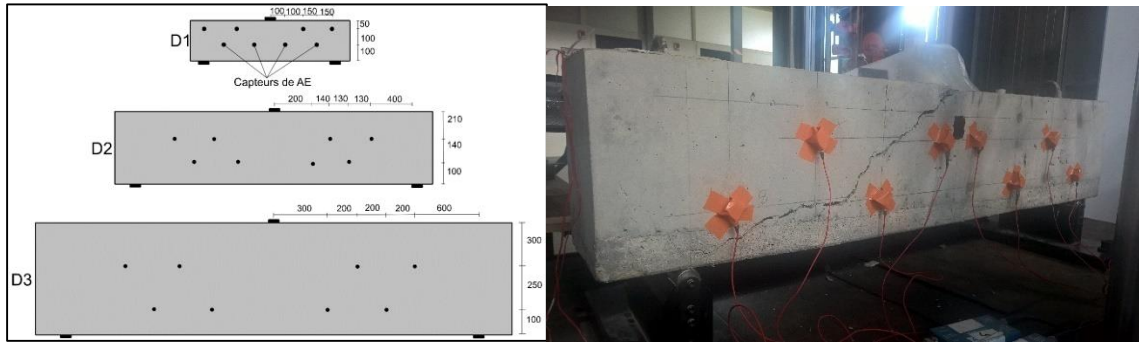


Figure 2.6 : Positions des capteurs d'Emission Acoustique sur les poutres.

Les capteurs ont été placés sur l'une des surfaces longitudinales de chaque poutre testée (Figure 2.6). Une fine couche de silicone est appliquée sous les capteurs afin de garantir un bon couplage avec le béton. Avant chaque essai une vérification du couplage capteur/béton ainsi que la bonne acquisition des signaux sont effectuées en utilisant la source HSU-NIELSEN (Norme NF EN 1330). Ceci permet de vérifier la localisation d'une rupture locale (imposée par le cassé de mine d'un crayon). Toutefois la procédure de vérification de localisation nécessite d'une part la connaissance de la bonne vitesse de propagation dans le matériau et d'autre part, l'atténuation des ondes acoustiques dans le matériau. La vitesse de propagation des ondes mesurée est égale à 41000 m/s. Cette vitesse a été retenue pour tous les essais d'émissions acoustiques. Une configuration des paramètres d'ondes acoustiques doit aussi être effectuée avant tout essai :

- **Peak Definition Time (PDT) :** représente la durée pour avoir l'amplitude maximale de l'onde acoustique. Il a été fixé à 100 μ s.
- **Hit Definition Time (HDT) :** Il est défini par la durée d'acquisition d'onde ou la détermination de la fin de cette onde. Ce paramètre a été pris égal à 200 μ s.
- **Hit Lockout Time (HLT) :** Ce paramètre sert à éviter l'enregistrement des ondes de réflexion, il représente le temps de non-acquisition des ondes. Il est fixé à 400 μ s.

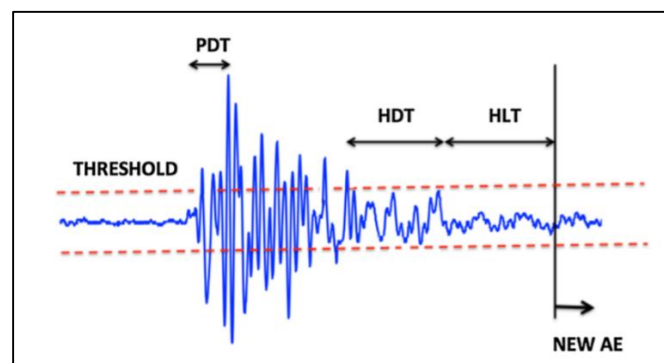


Figure 2.7 : paramètres pour l'acquisition des ondes acoustiques.

2.2 Résultats et discussion

2.2.1 Comportement général

La réponse globale des essais de flexion trois-points nous permet d'étudier le comportement mécanique des poutres. Les paramètres mesurés au cours des essais sont : le temps en second, la force en kN, la flèche en μm et la déformation des aciers en $\mu\text{m}/\text{m}$. L'évolution de Force en fonction de flèche pour les trois tailles de poutres est illustrée sur la Figure 2.8. Deux essais sur chaque taille de poutre sont réalisés. Les poutres sur les graphiques sont indiquées par D suivi de deux chiffres : le premier indique la taille de la poutre (voir Figure 2.1) et le second indique le numéro de spécimen testé. Pour la taille D3, la poutre D31 est représentée par la réponse force appliquée en fonction du temps à cause d'un problème d'enregistrement de la flèche durant l'essai. Comme on peut constater sur cette figure, les réponses des trois spécimens présentent au début de chargement un comportement élastique suivi d'un changement de pente dû à la présence de fissure au milieu de l'élément en raison de la présence des sollicitations de flexion. Dans la plupart des essais (D12, D21, D22, D31 et D32) un seul pic a été observé.

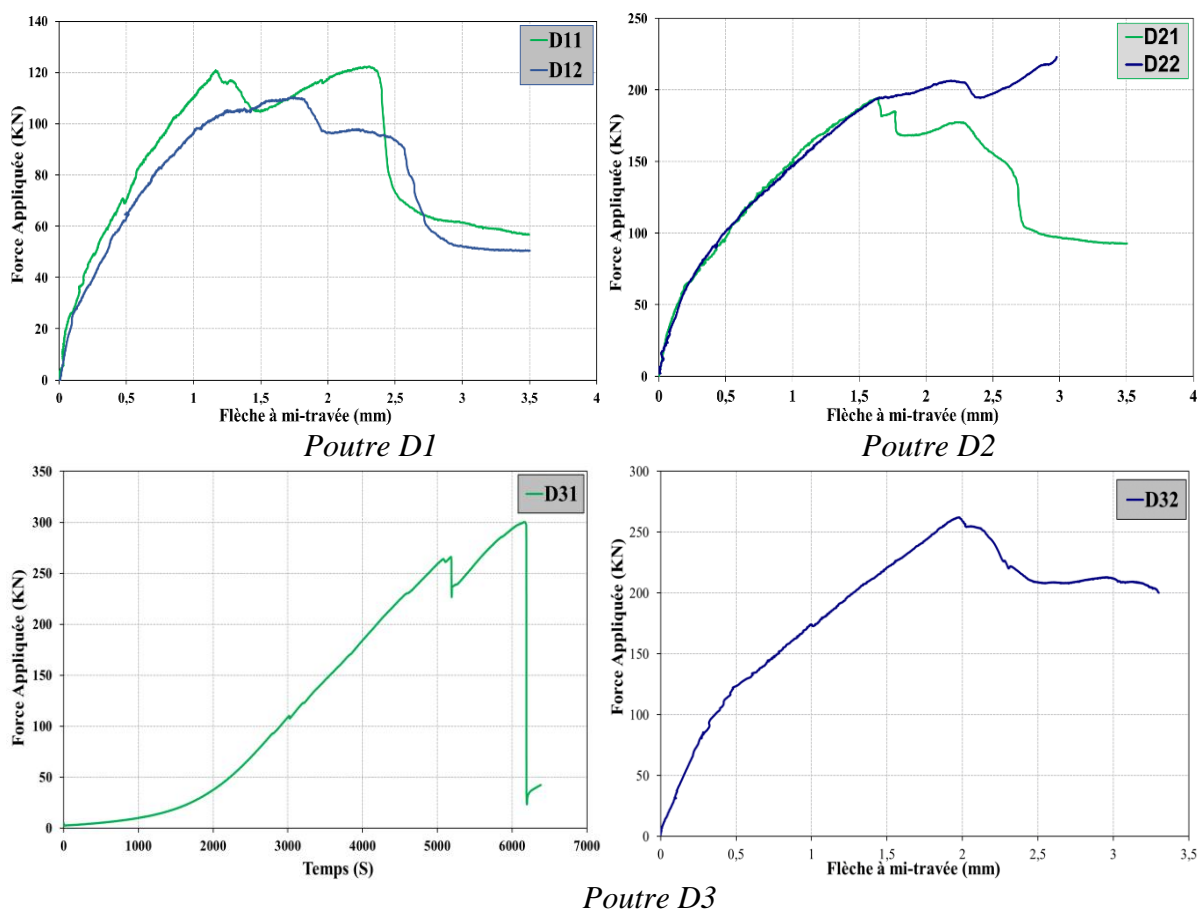


Figure 2.8 : Réponse Force-Flèche des trois tailles.

Etude Expérimentale

C'est généralement le cas qui caractérise une seule fissure de cisaillement critique qui produit la rupture. Dans le cas de la poutre D11, la réponse donne un deuxième pic qui peut être expliqué par l'apparition d'une deuxième fissure diagonale dans l'autre travée de cisaillement, avec une propagation stable de cette fissure diagonale de cisaillement.

Au cours de cette campagne expérimentale, un seul mode de rupture a été observé pour les trois poutres (voir la Figure 2.9). La rupture est en cisaillement diagonal comme on l'avait prévu par les calculs préliminaires. On observe que la fissure diagonale critique est la continuité de la propagation de la fissure de flexion la plus proche de l'appui. Dans la partie post-pic, la fissure se propage le long des armatures, causant ainsi un déchaussement de celles-ci.

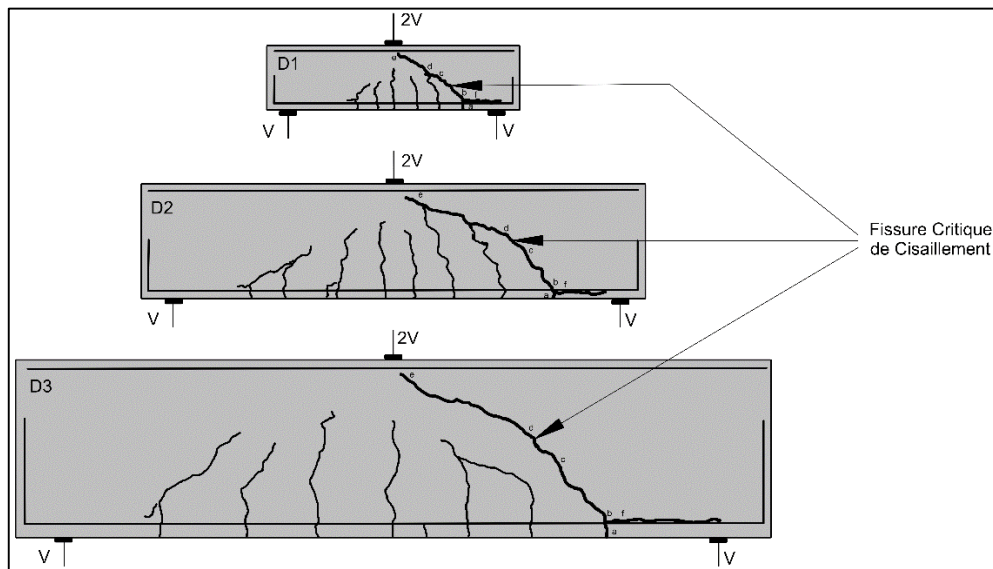


Figure 2.9 : Profils de fissurations pour les trois poutres.

Les déformations des armatures longitudinales acquises durant l'essai par des jauges électriques sont illustrées dans la Figure 2.10. Pour chaque poutre, les déformations des trois jauges sont exprimées en fonction du temps sur le même graphe. Les figures montrent que la limite d'élasticité n'est pas atteinte. Dans tous les essais effectués, la réponse de la jauge 2 donne des valeurs plus importantes par rapport aux deux autres jauges (1 et 3). Ceci est dû à une déformation plus significative au milieu des poutres. L'apparition d'une fissure diagonale aux travées de cisaillement provoque des déformations significatives comme on le remarque sur la Figure 2.10. En effet, les jauges 1 et 3 de la poutre D1 illustrent des déformations plus grandes par rapport aux mêmes jauges dans les poutres D2 et D3. Ceci implique qu'une contribution remarquable des armatures au comportement de la poutre D1 par rapport aux deux autres poutres (D2 et D3).

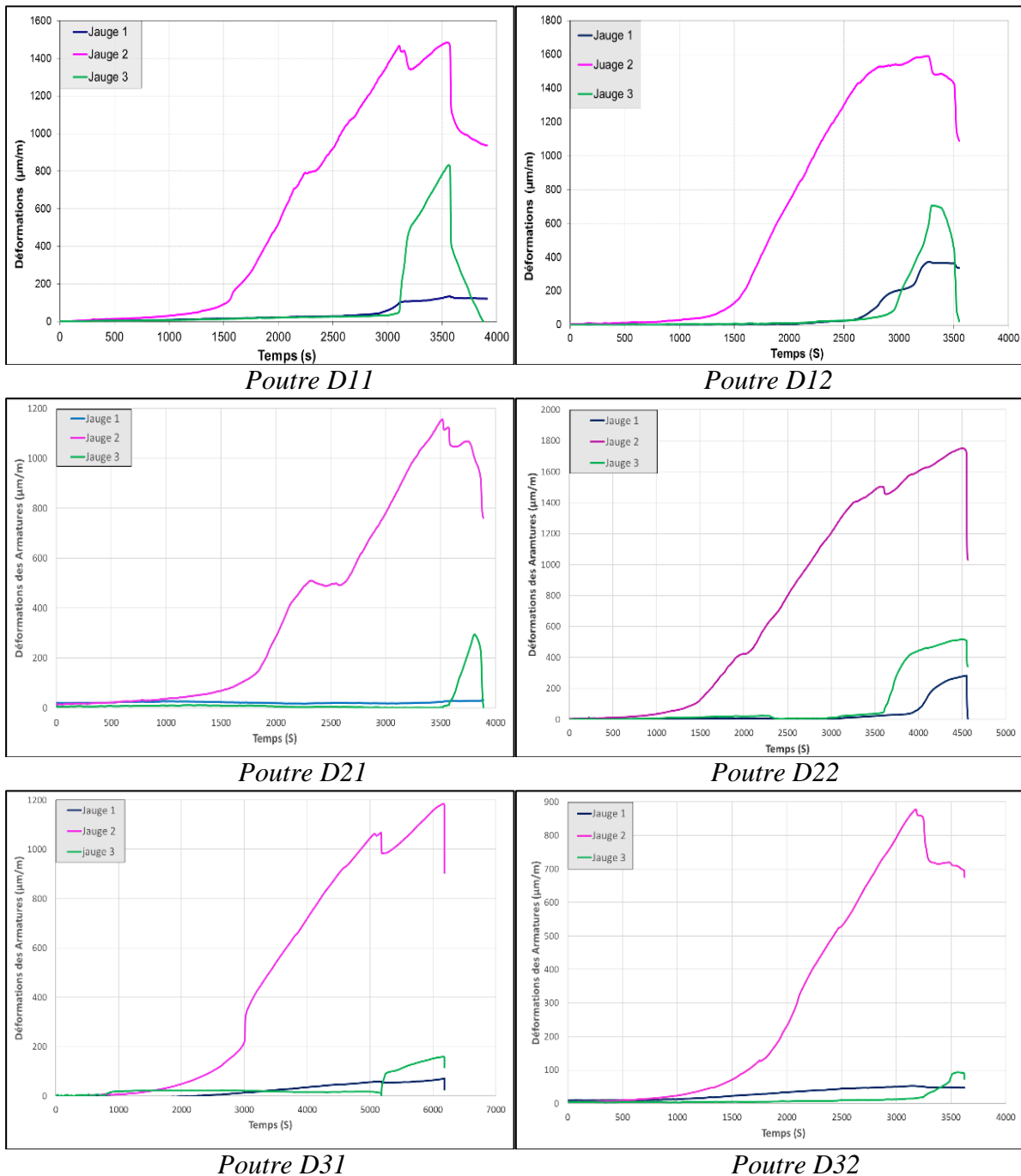


Figure 2.10 : Déformations longitudinales des armatures durant le test.

Sur la Figure 2.11, nous avons tracé l'évolution des déformations dans les armatures de flexion sous différents taux de chargement. Pour toutes les poutres, la plastification des aciers n'a pas été observée lors des essais. Pour la charge au pic, les trois spécimens ne présentent pas le même taux de déformation. Cependant, la plus petite poutre D1 donne une valeur supérieure à celle de la plus grande poutre D3. Cette variation est due essentiellement à une influence prononcée de l'effet de Goujon dans le spécimen D1 par rapport aux autres poutres.

Etude Expérimentale

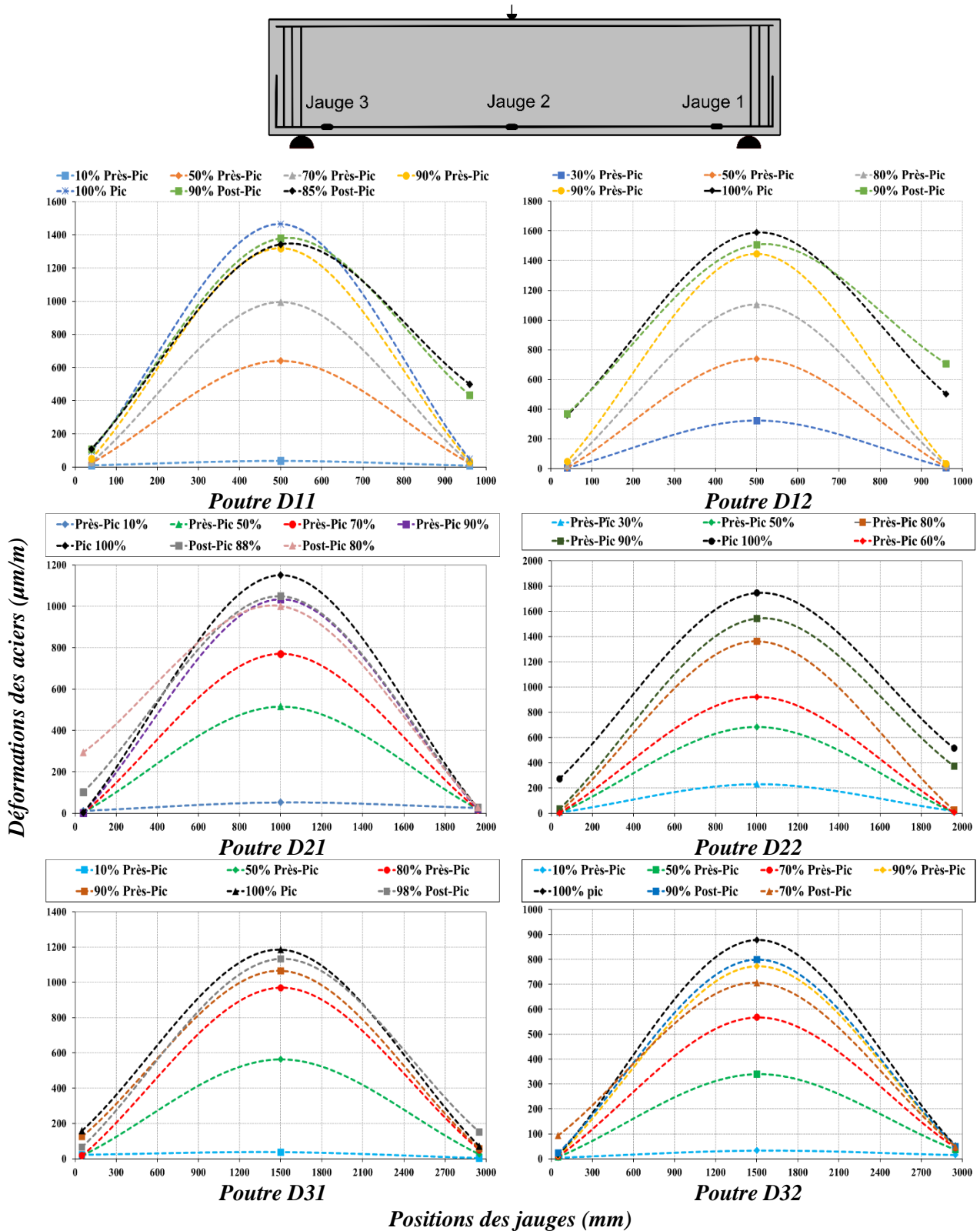


Figure 2.11 : Déformations des armatures longitudinales en fonction de la position et à différents taux de chargement.

Comme illustré dans la Figure 2.11, les déformations mesurées par la jauge 3 de la poutre D1 augmentent avant que la charge maximale ne soit atteinte conduisant ainsi à la première fissure diagonale. Puis les déformations mesurées par la jauge 1 augmentent après la

charge de pic en raison de la formation de la deuxième fissure diagonale dans l'autre partie de la poutre. Le même procédé est observé avec la jauge 3 et la jauge 1 dans l'élément D3. Tandis que, pour la poutre D2, la variation des valeurs des déformations a été observée uniquement par une seule jauge (Jauge 1) après avoir atteint la charge maximale à cause de la formation de la fissure diagonale critique.

2.2.2 Effet d'échelle

Le but de cette campagne d'essais est de disposer d'une base de données expérimentale permettant de caractériser l'effet d'échelle sur le comportement mécanique des structures en béton armé où la rupture se produit par la fissure diagonale en cisaillement. Les valeurs de la charge maximale de chaque poutre sont illustrées dans le Tableau 2.4, ainsi que la contrainte nominale calculée par la relation (2.1) :

$$v_u = \frac{V_{max}}{b_w d} \quad (2.1)$$

Où : b_w est la largeur de la poutre (égale à 200 mm), d est la hauteur utile de la poutre, V_{max} indique l'effort tranchant maximal.

La Figure 2.12 présente le comportement mécanique de chaque taille par la contrainte nominale en fonction de la flèche relative (rapport entre la flèche et la portée). Le résultat montre qu'il y a bien un effet d'échelle sur le comportement mécanique. L'augmentation de la taille conduit à la diminution de la contrainte nominale de cisaillement.

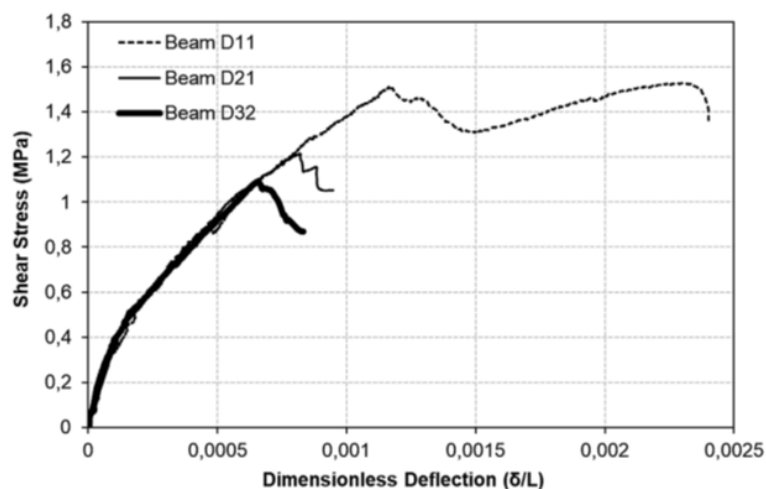


Figure 2.12 : Contrainte Nominale de cisaillement en fonction de la flèche relative (sans dimension).

Etude Expérimentale

Ces résultats ont été comparés par l'équation d'effet d'échelle proposée par Bazant (Bazant et al. 1991) équation (2.2):

$$\sigma_n = B f_t (1 + \beta)^{-\frac{1}{2}} \quad , \beta = D/D_0 \quad (2.2)$$

Où : σ_n représente la contrainte nominale, B est un paramètre sans dimension dépend de la géométrie (dépendant de la géométrie de la surface et de la fissure), D_0 indique un paramètre dépendant de la taille nommé aussi la taille de transition (Syroka-Korol et al. 2014), f_t présente la contrainte de traction du béton, et β représente un nombre caractérisant la fragilité et qui doit être distingué du facteur de fragilité de Gustafsson (Gustafsson et al. 1988), Carpinteri (Carpinteri 1989).

Ces constantes peuvent être déterminés par la régression linéaire, où cette équation peut être remplacée par l'équation $y = a x + c$, avec $y = (f_t / \sigma_n)^2$, $a = c / D_0$, et $c = B^{-2}$. La représentation graphique de cette équation $y = f(x)$ est donnée sur la Figure 2.13(a). La pente et l'intersection de la droite avec l'axe des abscisses donnent les valeurs de a et c . à partir de ces valeurs on peut calculer les deux constantes B et D_0 . Dans notre cas $B = 0.49$, et $D_0 = 625,13 \text{ mm}$.

Le Tableau 2.4 donne la charge maximale pour chaque taille et chaque test, l'effort tranchant, obtenu par les lois de la RDM et la contrainte nominale utilisant l'équation (2.1). À partir de ces résultats, les différences observées sur les valeurs des contraintes nominales de chaque taille sont de 0.15 MPa pour D1, 0.27 MPa pour D2 et 0.16 MPa pour D3.

Tableau 2.4 : Force maximale, effort tranchant et contrainte nominale.

Poutres	D (mm)	F _{max} (kN)	V _{max} (kN)	v _u (MPa)
D1	200	120,93	60,46	1,51
		110,23	55,11	1,37
D2	400	194,57	97,28	1,21
		236,91	118,45	1,48
D3	600	300,60	150,30	1,25
		262,02	131,01	1,09

Etude Expérimentale

À partir de ces valeurs, la courbe d'effet d'échelle peut être représentée par la forme logarithmique de la contrainte nominale en fonction du facteur $\beta = D/D_0$. La Figure 2.13(b) représente une comparaison de la loi d'effet d'échelle proposée par Bazant et les résultats expérimentaux. Le graphe montre que lorsque la taille augmente la contrainte nominale de cisaillement diminue. Les valeurs expérimentales sont relativement bien représentées par la loi d'effet d'échelle du Bazant (Bazant et al. 1991).

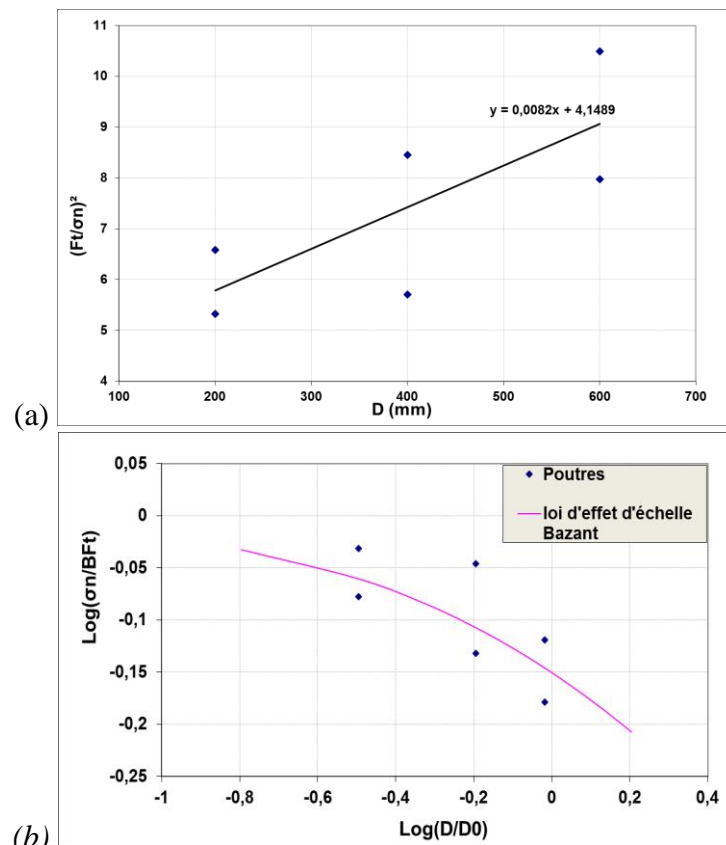


Figure 2.13 : (a): Régression linéaire pour déterminer B et D_0 , (b) : Résultats expérimentaux comparés par la loi d'effet d'échelle proposée par Bazant.

2.3 Comparaison des résultats expérimentaux aux règlements

Une analyse comparative est effectuée entre les modèles de calcul de l'effort tranchant agissant dans les poutres en béton armé sans armatures transversales et les résultats expérimentaux obtenus dans le cadre de cette étude. Les équations des codes ci-dessous illustrées dans la section 1.5 ont été utilisées :

- Eurocode 2 (EC2 2005) équation (1.25).
- ACI 318 (ACI 318 2008) équation (1.26).
- FIB code 2010 (FIB 2010) équation (1.27).
- Modèle proposé par Bazant (Bazant et al. 1987) équation (1.32).

Etude Expérimentale

Le Tableau 2.5 et la Figure 2.14 présentent une comparaison des valeurs calculées par les codes aux résultats des tests. On constate que les valeurs obtenues par les équations d'EC2, ACI 318 et FIB sous-estiment la résistance en cisaillement quelle que soit la taille de la poutre. Cela laisse supposer que ces codes de calcul ne prennent pas en compte correctement les mécanismes entrant dans la rupture de cisaillement ainsi que les phénomènes de transfert discutés dans la Chapitre 4. Une sous-estimation de la résistance peut être liée à une congestion forte des armatures dans la zone de cisaillement fort. Par contre le modèle proposé par Bazant et al. (Bazant et al. 1987) donne des résultats plus proches des valeurs expérimentales des efforts tranchants. Ceci prouve que le modèle de Bazant prend en compte l'effet d'échelle et les phénomènes qui interviennent dans la rupture par cisaillement. L'influence de l'effet d'échelle sur l'effort tranchant agissant sur une poutre en béton armé est mal prédite par les codes et règlements de calcul. Toutefois l'équation proposée par Bazant donne une bonne estimation de la capacité en cisaillement, quelle que soit la taille de ces poutres.

Tableau 2.5 : Comparaisons entre les résultats expérimentaux et les codes et règlements.

<i>Poutres</i>	<i>d (mm)</i>	<i>V_{exp} (kN)</i>	<i>V_{EC2} (kN)</i>	<i>V_{ACI} (kN)</i>	<i>V_{FIB} (kN)</i>	<i>V_{Baz} (kN)</i>
<i>D1</i>	200	60.46	33.57	38.30	22.60	57.30
		55.11				
<i>D2</i>	400	97.28	57.30	76.60	37.46	99.25
		118.46				
<i>D3</i>	600	150.30	97.42	114.91	48.00	133.16
		131.01				

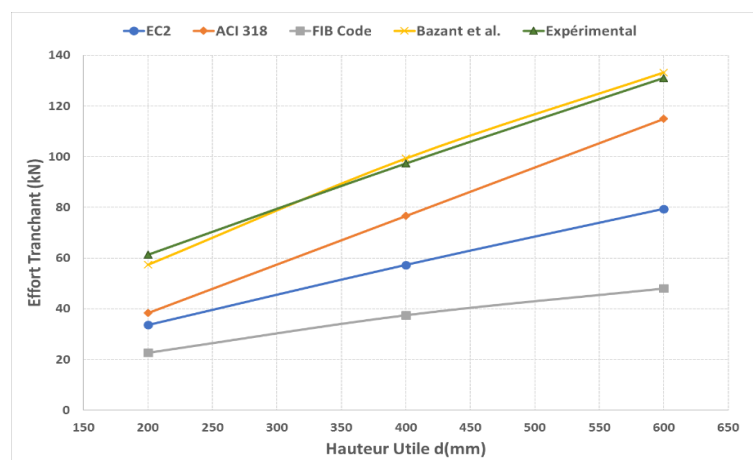


Figure 2.14 : Influence de la hauteur effective (*d*) sur l'effort tranchant.

2.4 Conclusions

Ce chapitre présente la campagne expérimentale réalisée au laboratoire GeM afin d'étudier le comportement des poutres en béton armé où la rupture est causée par une défaillance de résistance au cisaillement. Les essais mécaniques ont été présentés en détaillant les dispositifs expérimentaux utilisés ainsi que l'instrumentation mise en place pour mieux comprendre les mécanismes mis en jeu. Des tests de flexion trois-points ont été réalisés sur des éprouvettes qui sont géométriquement similaires avec un taux d'armatures longitudinales fixe. La réponse mécanique et le suivi de déformations internes au niveau des armatures permettent d'identifier l'évolution de comportement à différentes étapes de propagation de la fissure. Les conclusions principales sont les suivantes :

- En se basant sur les résultats obtenus sur différentes tailles des éprouvettes, le mode de rupture des éléments en béton armé est indépendant de la taille. Il y a toujours une partie élastique suivie d'une modification de la rigidité causée par la fissuration en flexion. Ensuite on assiste à une évolution diagonale d'une fissure critique en cisaillement.
- Par analyse de la contrainte nominale des poutres géométriquement similaires, les résultats montrent que l'augmentation de la taille des poutres provoque une diminution de la résistance nominale en cisaillement. Cet effet d'échelle est validé par la loi de Bazant.
- Les armatures longitudinales se déforment plus dans la zone fortement sollicitée en flexion. Une augmentation de déformation d'acier au niveau de la fissure diagonale est constatée ce qui renseigne sur un phénomène de transfert d'effort de cisaillement. Aucune plastification des aciers longitudinaux n'est apparue.
- La déformation des aciers est plus importante dans la petite poutre. Ceci est à expliquer par l'influence prononcée de l'effet de Goujon dans la petite poutre par rapport à la grande poutre.
- Les règlements (Eurocode, ACI et Code FIB) sous-estiment la résistance au cisaillement. L'équation proposée par Bazant donne une meilleure prédiction de la résistance, quelle que soit la taille de la poutre.

**CHAPITRE 3 : ANALYSE COUPLEE
DE LA FISSURATION DUE AU
CISAILLEMENT PAR CORRELATION
D'IMAGES ET EMISSION
ACOUSTIQUE**

Résultats des Méthodes DIC et AE

Le comportement à la rupture du béton peut être expliqué en termes de micro et de macro fissuration. Quand la contrainte augmente, les microfissures commencent à se développer. La coalescence de ces microfissures dans la zone le plus sollicitée forme des macro-fissures plus visibles, et responsables de la rupture. La compréhension du comportement à la fissuration en cisaillement nécessite des informations locales sur l'initiation, la propagation et la caractérisation du mode de la fissuration. Dans notre étude nous avons eu recours aux techniques de corrélation d'images (DIC) et à l'émission acoustique (AE) qui ont montré une grande pertinence à suivre expérimentalement le comportement à la fissuration. Ce chapitre présente et illustre les résultats issus de ces deux techniques non-destructives. La méthode DIC a été utilisée pour identifier et clarifier la fissuration et le mode de rupture des poutres en béton armé. L'émission acoustique a été employée pour estimer l'endommagement et de classer des événements par rapport aux modes de fissuration (mode I, mode II, mode III).

3.1 Méthode de la corrélation d'images

3.1.1 Propagation des fissures

Par l'utilisation de cette technique, des informations quantitatives sur le comportement global et sur le mode de rupture des poutres en béton armé peuvent être obtenues en étudiant l'évolution des champs de déformation principale le long des tests effectués. La Figure 3.1 présente la réponse force-temps des trois poutres testées (D1, D2 et D3). Afin d'évaluer l'évolution du mode de rupture des poutres sous une charge de flexion et d'extraire les déformations principales, huit (08) niveaux de chargement ont été exploités (voir Figure 3.2). Ces instants sont spécifiés selon le changement de la pente de la réponse force-temps de chaque poutre.

Résultats des Méthodes DIC et AE

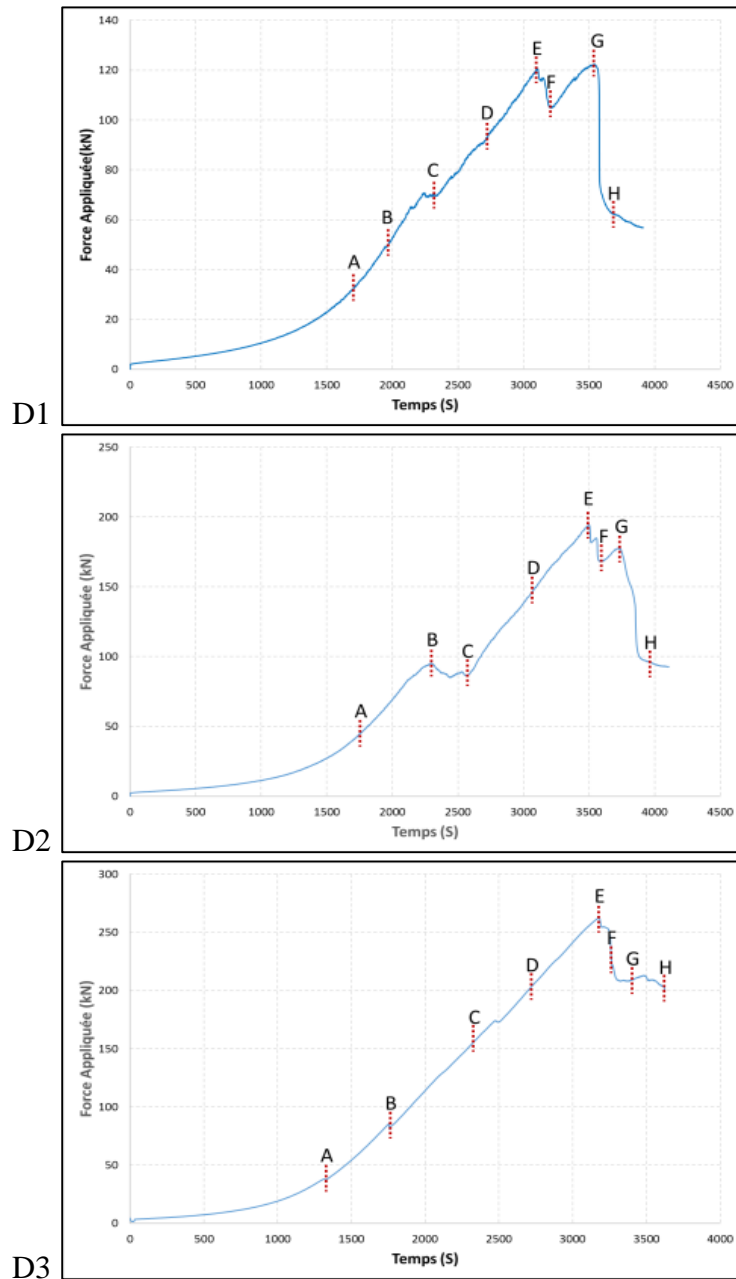


Figure 3.1 : Réponse Force-Temps des poutres D1, D2 et D3 respectivement.

Un mode similaire de rupture a été observé pour toutes les poutres testées, où une rupture par cisaillement diagonale est remarquée. L'analyse de propagation des fissures d'une poutre (D1) est analysée ici. Après un comportement élastique, des fissures de flexion apparaissent en premier dans la zone où le moment de flexion est plus important Figure 3.2 (A). Ces fissures avancent dans l'axe normal des contraintes de flexion Figure 3.2 (B). Comme les armatures longitudinales empêchent la propagation de ces fissures, on assiste à la création de nouvelles fissures entre les fissures initiales et les appuis (travée de cisaillement). Celles-ci se propagent toujours dans le sens normal des contraintes de flexion Figure 3.2 (C).

Résultats des Méthodes DIC et AE

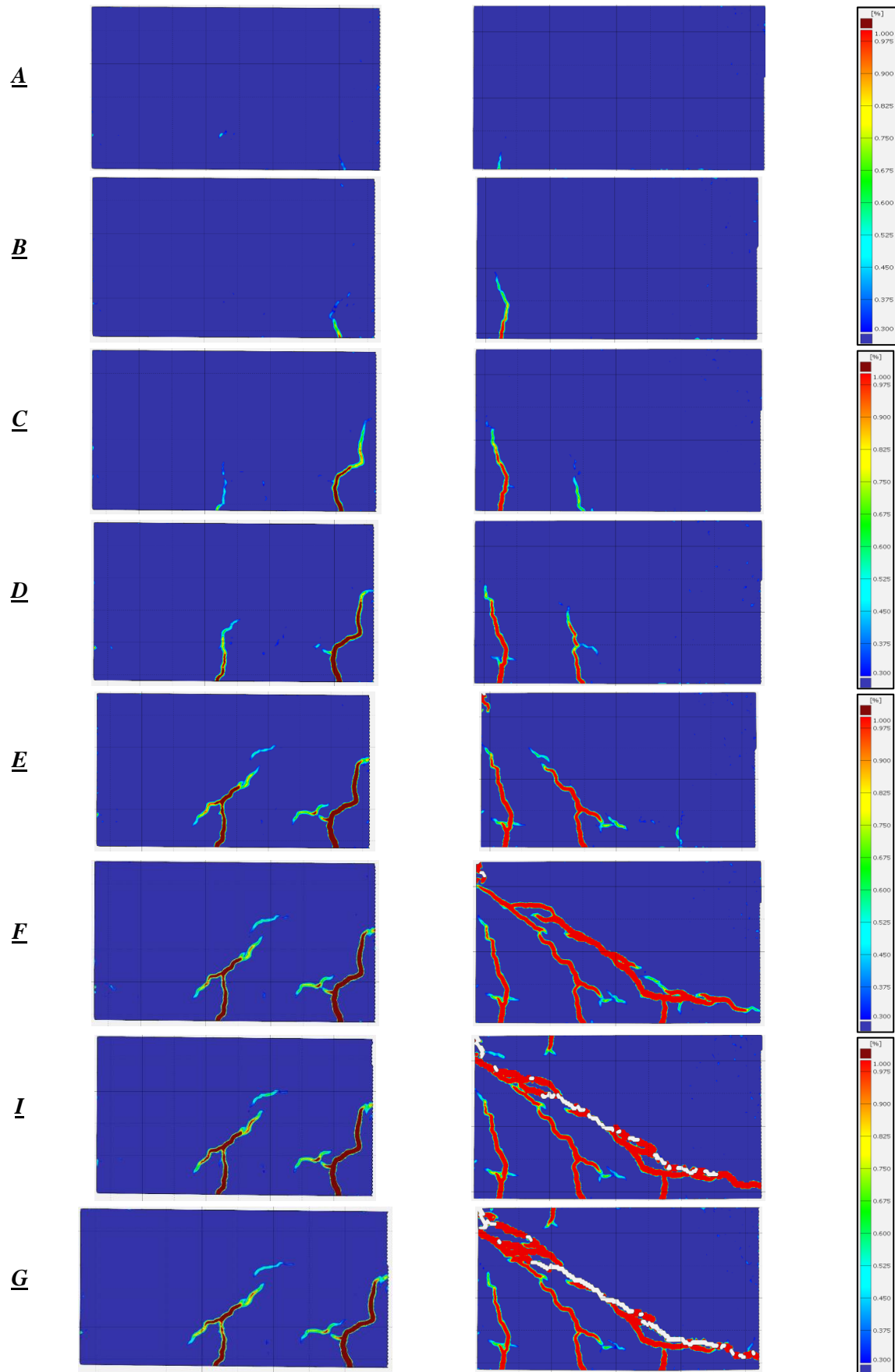


Figure 3.2 : Champs de déformation de la poutre D1.

Résultats des Méthodes DIC et AE

Avec la poursuite du chargement, les fissures de flexion continuent à se propager dans la section Figure 3.2 (D) avec une inclinaison de la direction de propagation vers le point d'application de la charge Figure 3.2 (E). Ensuite, une des fissures diagonales avance brusquement dans la section jusqu'au l'appui Figure 3.2 (E). A une distance plus proche aux appuis, une nouvelle fissure diagonale se forme très rapidement Figure 3.2 (F). La fissure diagonale critique a été observée seulement dans un seul côté de la poutre. Dans la partie post pic, on remarque l'apparition d'une troisième fissure qui se propage le long des armatures à cause de la délamination entre les armatures longitudinales et le béton d'enrobage.

Le même comportement de rupture de fissuration a été observé pour les autres poutres, la seule différence entre ces spécimens réside dans le nombre des fissures de flexion propagées. Par contre une seule fissure diagonale de cisaillement causant la rupture est observée dans tous les essais effectués.

3.1.2 Ouverture de la fissure critique de cisaillement

Grâce à la méthode DIC, on peut calculer la déformation sur un point quelconque de la zone d'intérêt. En conséquence, il est possible d'obtenir les données de la fissure à ce point de la surface du spécimen. Ceci permet d'étudier la propagation et l'évolution de l'ouverture des fissures pendant l'essai.

La Figure 3.3 montre les ouvertures de la fissure critique de cisaillement qui provoque la rupture en fonction du profil diagonal de la fissure pour les trois poutres D1, D2 et D3 et à différents taux de chargement. Pour la poutre D1, les ouvertures ont été extraites aux sept niveaux de chargement : A : 94% Avant-Pic, B : 100 % Pic, C : 96 % Post-Pic, D : 95 % Post-Pic, E : 87 % Post-Pic, F : 90% Post-Pic, et G : 96% Post-Pic. Pour la poutre D2 : A : 95% Avant-Pic, B : 100% Pic, C : 95% Post-Pic, D : 87% Post-Pic, E : 86% Post-Pic, F : 85% Post-Pic, et G : 90% Post-Pic. Pour la poutre D3 : A : 92% Avant-Pic, B : 96% Avant-Pic, C : 100% Pic, D : 98% Post-Pic, E : 96% Post-Pic, F : 89% Post-Pic, G : 84% Post-Pic et I : 80% Post-Pic. La mesure de l'ouverture a été prise à partir du niveau des armatures où la naissance de la fissure critique de cisaillement a été observée jusqu'à la pointe de la fissure. Pour toutes les tailles testées, la fissure critique commence à s'ouvrir à environ 90 % avant-pic. La fissure continue à se propager jusqu'à atteindre le point d'application de la charge. La poutre D1 présente une diminution de l'ouverture le long du profil de la fissure, tandis que dans la partie post-pic les courbes montrent un changement des valeurs des ouvertures dû à l'intersection de la fissure critique de cisaillement avec les autres fissures existantes. Pour les

Résultats des Méthodes DIC et AE

réponses de la poutre D2 et D3, les ouvertures sont presque égales le long de la fissure dans la partie post-pic, à cause de la grande ouverture de la fissure critique. Par comparaison des ouvertures des trois poutres, la poutre D3 présente des valeurs plus grandes de l'ouverture de la fissure dans la partie post-pic par rapport aux autres poutres D1 et D2. La réponse de la poutre D3 illustre une ouverture plus rapide par rapport aux autres poutres à cause de la grande ouverture ce qui implique la désactivation des mécanismes de transfert (comme les contraintes résiduelles de traction et l'engrènement des granulats).

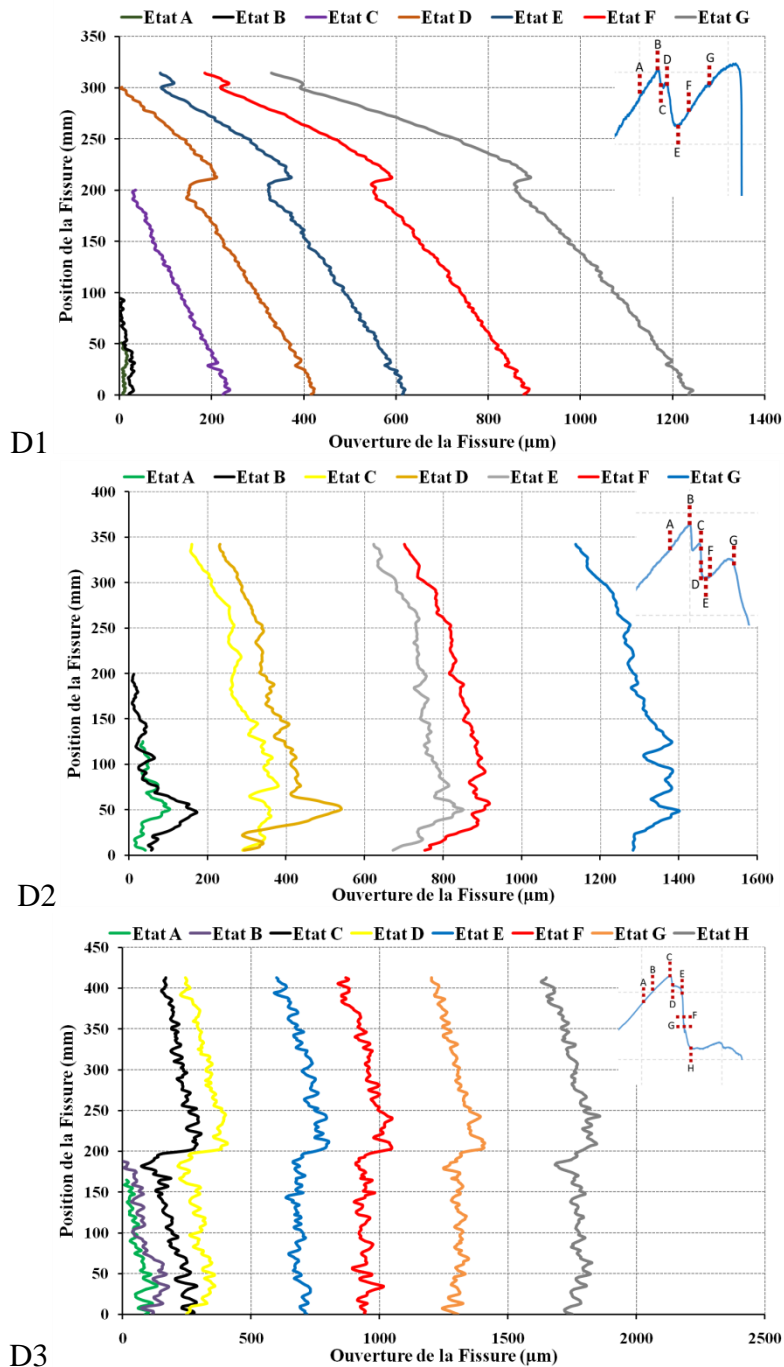


Figure 3.3 : Ouverture de la fissure critique de cisaillement en fonction du % de la charge.

3.1.3 Réponse Effort Tranchant – Ouverture de fissure

En se basant sur les résultats de la méthode DIC, l'ouverture de la fissure critique de cisaillement est extraite au niveau des armatures longitudinales de flexion où la fissure diagonale de cisaillement a été initiée. La force appliquée en fonction de l'ouverture critique de la fissure de cisaillement pour chaque taille est tracée sur la Figure 3.4 aux différents états de chargement. Il est observé que la fissure critique commence à s'ouvrir plus près de la charge maximale dans la poutre D1. Dans les poutres D2 et D3, elle apparaît avant la charge maximale et l'ouverture de la fissure peut être observée. Dans cette étude, nous avons observé que la largeur de la fissure critique diagonale augmente avec la taille de la poutre. En fait l'augmentation de l'ouverture de la fissure diagonale conduit à réduire la surface de contact entre les deux faces de la fissure diagonale induisant une réduction de la contribution de l'interface de la fissure sur la résistance au cisaillement.

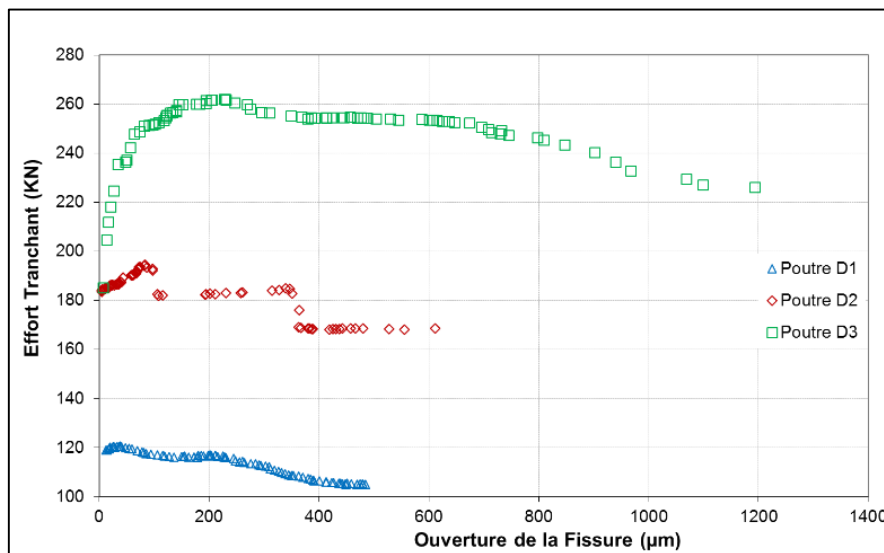


Figure 3.4 : Effort tranchant en fonction de l'ouverture de la fissure critique des trois tailles.

En analysant les images déformées durant l'essai entier, l'évolution des ouvertures de la fissure critique est représentée dans la Figure 3.4. La fissure critique de cisaillement commence à se propager plus près de la charge maximale approximativement entre $0.8F_{max}$ et F_{max} . Par comparaison des ouvertures de la fissure diagonale qui cause la rupture, un changement significatif non-linéaire est aussi observé pour les trois spécimens. Cette réponse non-linéaire dans les ouvertures de la fissure est due au fait que la poutre D3 donne des grandes ouvertures comparées à la petite poutre D1. Cela indique que le cisaillement est plus significatif dans la plus grande taille par rapport à la plus petite poutre.

3.1.4 Ouverture de fissure et déformations des armatures

La Figure 3.5 représente les ouvertures de la fissure critique de cisaillement et les déformations des armatures longitudinales en fonction de la dimension caractéristique (hauteur effective) des poutres. L'axe vertical à gauche représente l'ouverture de la fissure critique des trois spécimens. A la charge maximale et à 90% post-pic, il est observé que l'ouverture de la fissure de la poutre D3 augmente d'une façon rapide par rapport aux autres poutres D1 et D2. L'axe vertical secondaire montre les déformations de la jauge G1 (située près de la fissure critique de cisaillement) et les déformations la jauge G2 (située au milieu de la poutre, où le moment de flexion est important). Dans la zone de flexion (jauge G2), la diminution des déformations est notée par l'augmentation de la taille de la structure. Le même comportement peut également être remarqué pour les déformations mesurées par la jauge G1 après la formation de la fissure critique de cisaillement. Considérant les ouvertures et les déformations, on observe que pour des grandes ouvertures de fissure, des faibles déformations des aciers ont été enregistrées dans la jauge G1 près de la fissure diagonale. Cet effet est dû à l'activation du mécanisme d'effet de goujon dans la petite poutre D1 comparée à la grande poutre D3.

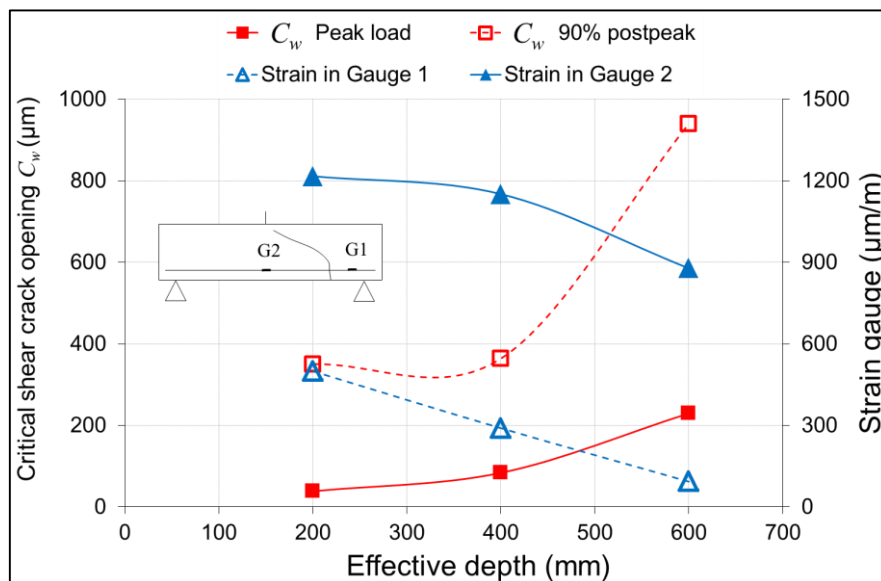


Figure 3.5 : Ouvertures de la fissure diagonale de cisaillement vs. Déformations des aciers.

3.2 Analyse de la fissuration par la Technique d'émission Acoustique (AE)

Le contrôle par les capteurs AE permet l'enregistrement de toutes les ondes émises par les événements de la propagation d'endommagement (Prosser 2002). Le nombre des signaux d'AE par rapport à la charge fournit une information importante qui, dans certains cas, peut

Résultats des Méthodes DIC et AE

être utilisée comme un critère pour le contrôle de la santé de la structure. Cependant, les paramètres de la forme d'onde peuvent fournir des informations supplémentaires sur la nature de la rupture. Dans cette partie, une étude paramétrique, basée sur les résultats d'émissions acoustiques enregistrées durant les essais, a été effectuée. La Figure 3.6 montre les réponses force-temps des trois poutres D1, D2, D3, où la réponse a été divisée en cinq phases de chargement. L'étude paramétrique est basée sur ces cinq phases. Dans cette section, les résultats d'AE ont été présentés et discutés pour les poutres D1, D2 et D3.

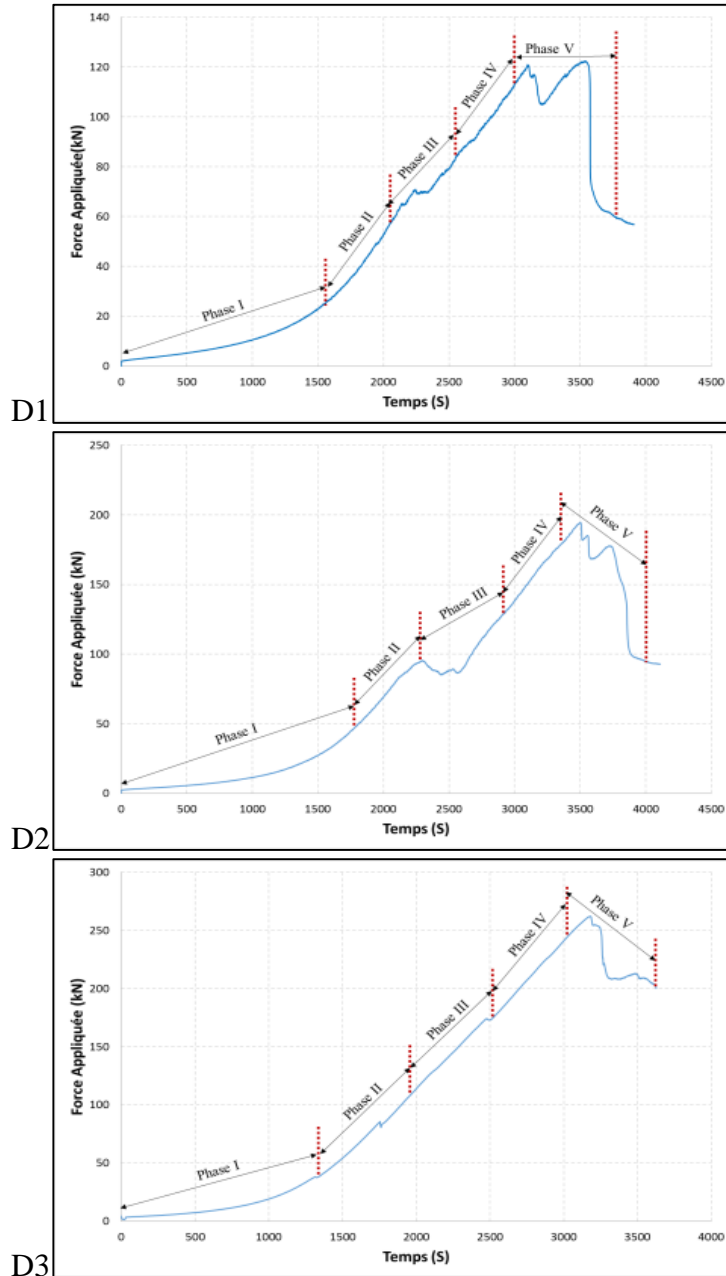


Figure 3.6 : Réponse Force-temps des trois poutres D1, D2, et D3.

3.2.1 Analyses paramétriques

3.2.1.1 Energie Absolue

Les caractéristiques d'énergie absolue sont une mesure quantifiable d'énergie obtenue pour tous les évènements ou les hits d'AE. Ing et al. (Ing et al. 2005) ont démontré le potentiel de l'énergie absolue pour identifier la corrosion avant l'apparition de la fissuration. L'énergie absolue est donc un paramètre important dans l'analyse d'AE. Les signaux d'AE avec une énergie absolue élevée indiquent généralement la formation de grandes surfaces de rupture. Dans cette section, les résultats d'AE de toutes les poutres sont présentés (voir Figure 3.7, Figure 3.8, et Figure 3.9) à différentes phases de chargement mentionnées précédemment dans la Figure 3.6.

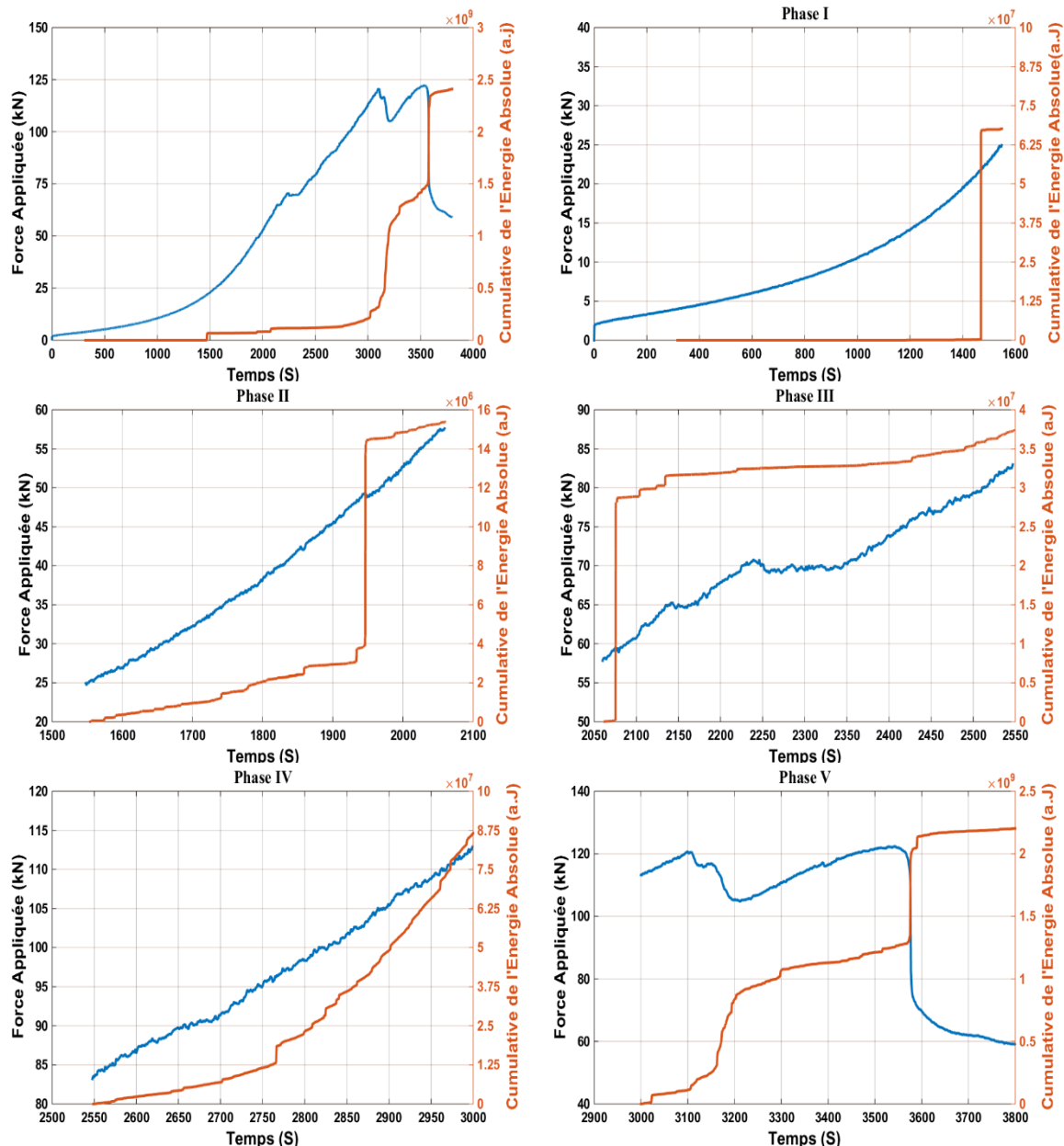


Figure 3.7 : Force appliquée et Energie Absolue de la poutre D1.

Résultats des Méthodes DIC et AE

Dans la poutre D1, la réponse de la totalité des essais montre la présence de plusieurs sauts avec des valeurs différentes. En traitant chaque phase de chargement, ces sauts sont bien clairs et peuvent relier la macro-fissuration et la propagation des fissures. On remarque qu'entre les sauts l'énergie absolue augmente avec des valeurs très faibles. Cette légère augmentation peut s'expliquer par la naissance des microfissures ayant une faible énergie.

Toutes les phases contiennent ces sauts : par exemple la phase I montre un seul saut dû à la première fissure de flexion. On remarque la même chose dans la phase II et la phase III, mais la phase IV ne montre pas des sauts avec des valeurs importantes. Elle est caractérisée par des sauts avec des valeurs faibles compte tenu de l'absence de formation de nouvelles fissures. Nous pouvons donc conclure que les sauts observés sont bien liés aux microfissures. La phase V présente plusieurs valeurs en relation avec la naissance de la fissure critique de cisaillement ainsi qu'à sa propagation. Cela peut être corrélé avec l'inspection physique de la poutre qui a montré une rupture par le développement des fissures.

Les mêmes observations sont faites pour les autres poutres D2 et D3, mais avec plus des sauts à cause de la formation plus importante de fissures avec des valeurs plus faibles par rapport à la poutre D1. Ceci implique une diminution de la quantité de l'énergie libérée par les signaux d'AE lorsque la taille de la poutre augmente.

Résultats des Méthodes DIC et AE

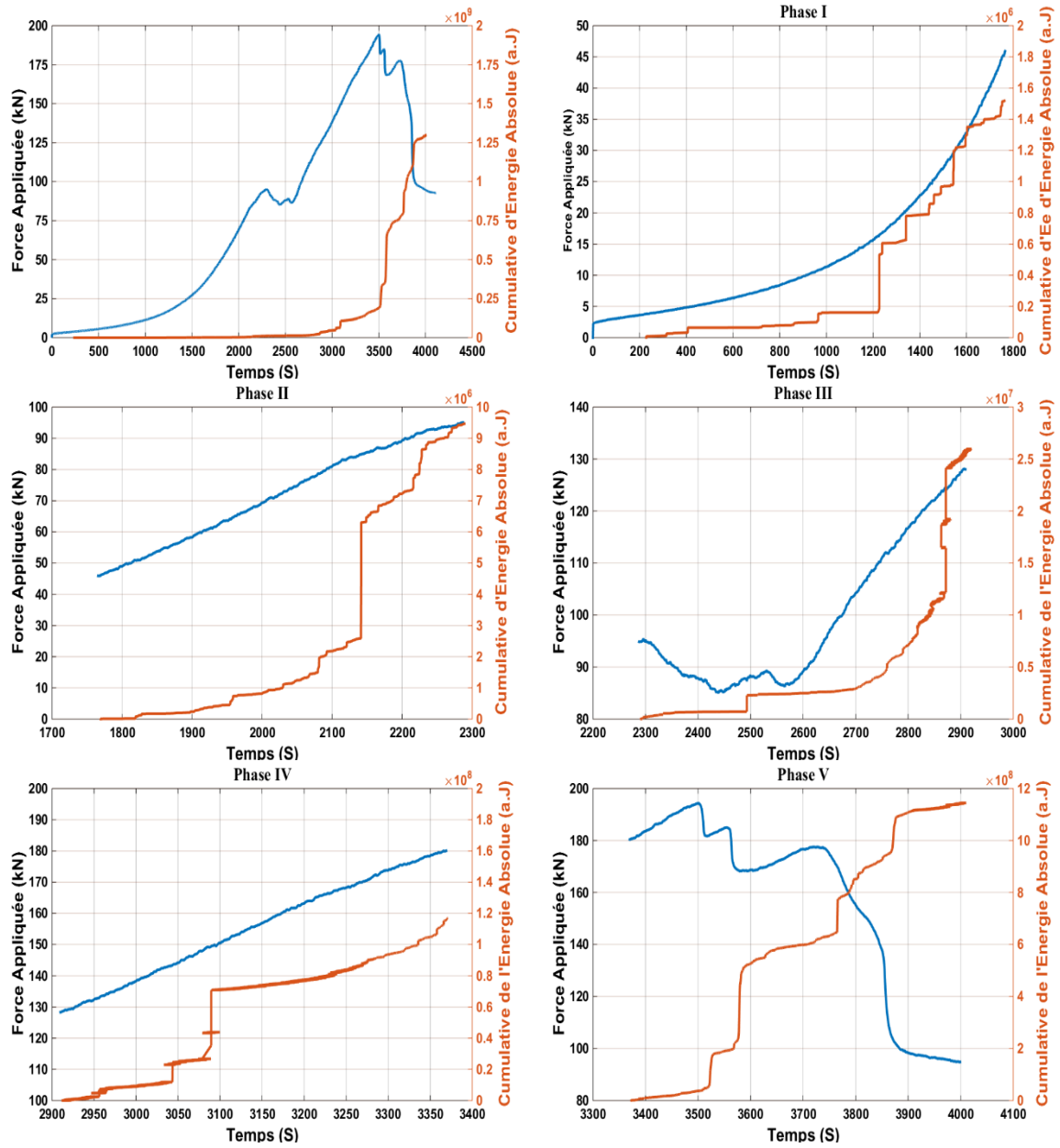


Figure 3.8 : Force appliquée et Energie Absolue vs Temps de la poutre D2.

Résultats des Méthodes DIC et AE

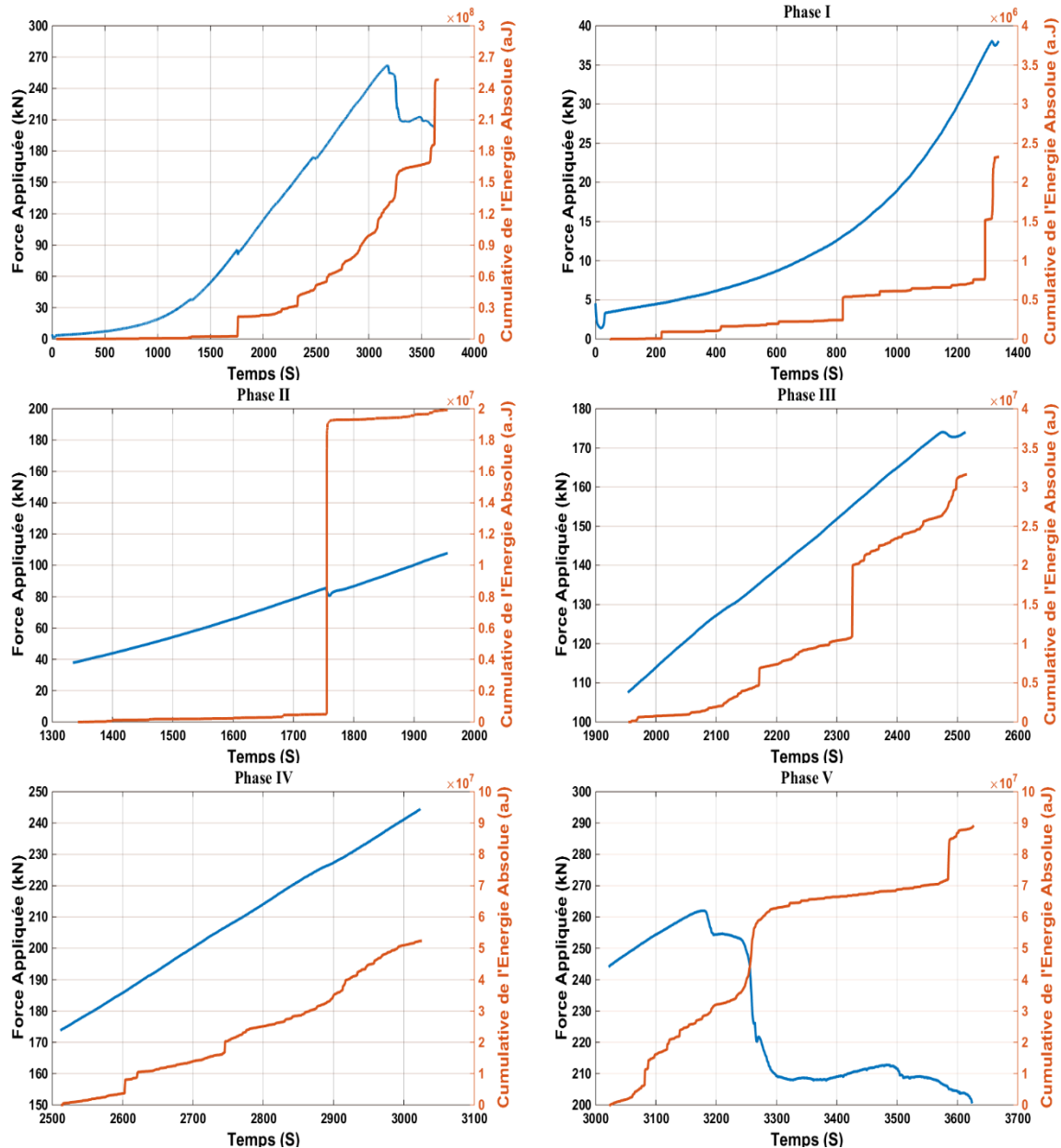


Figure 3.9 : Force appliquée et Energie Absolue vs Temps de la poutre D3.

3.2.1.2 Résistance du signal (Signal Strength)

Quand l'endommagement se produit dans une structure sous une charge appliquée, il y a une certaine libération d'énergie. Une partie de cette énergie est transformée en émission acoustique. Ainsi, l'énergie des hits est directement liée à la sévérité des endommagements (Bray et al. 1997). Par conséquent la résistance du signal devient un paramètre important pour les applications d'AE. La résistance du signal peut être calculée par l'intégration de l'enveloppe du signal au cours du temps en considérant chaque hit d'AE. On note aussi que le taux de changement du CSS (*Cumulative Signal Strength*) ou la pente de la courbe CSS peut être corrélé à l'augmentation des dommages dans les structures.

Résultats des Méthodes DIC et AE

Les Figure 3.10, Figure 3.11 et Figure 3.12 illustrent l'historique du CSS et la force appliquée en fonction du temps de la poutre D1, D2 et D3 respectivement, où l'axe x représente le temps, l'axe vertical à gauche représente la charge et l'axe secondaire à droite représente la résistance du signal CSS cumulé. Par comparaison de la réponse de la totalité des essais, les réponses montrent une présence des changements de pente aux différents instants qui peuvent être expliqués par la naissance et la propagation de nouveaux endommagements (micro et macro-fissures).

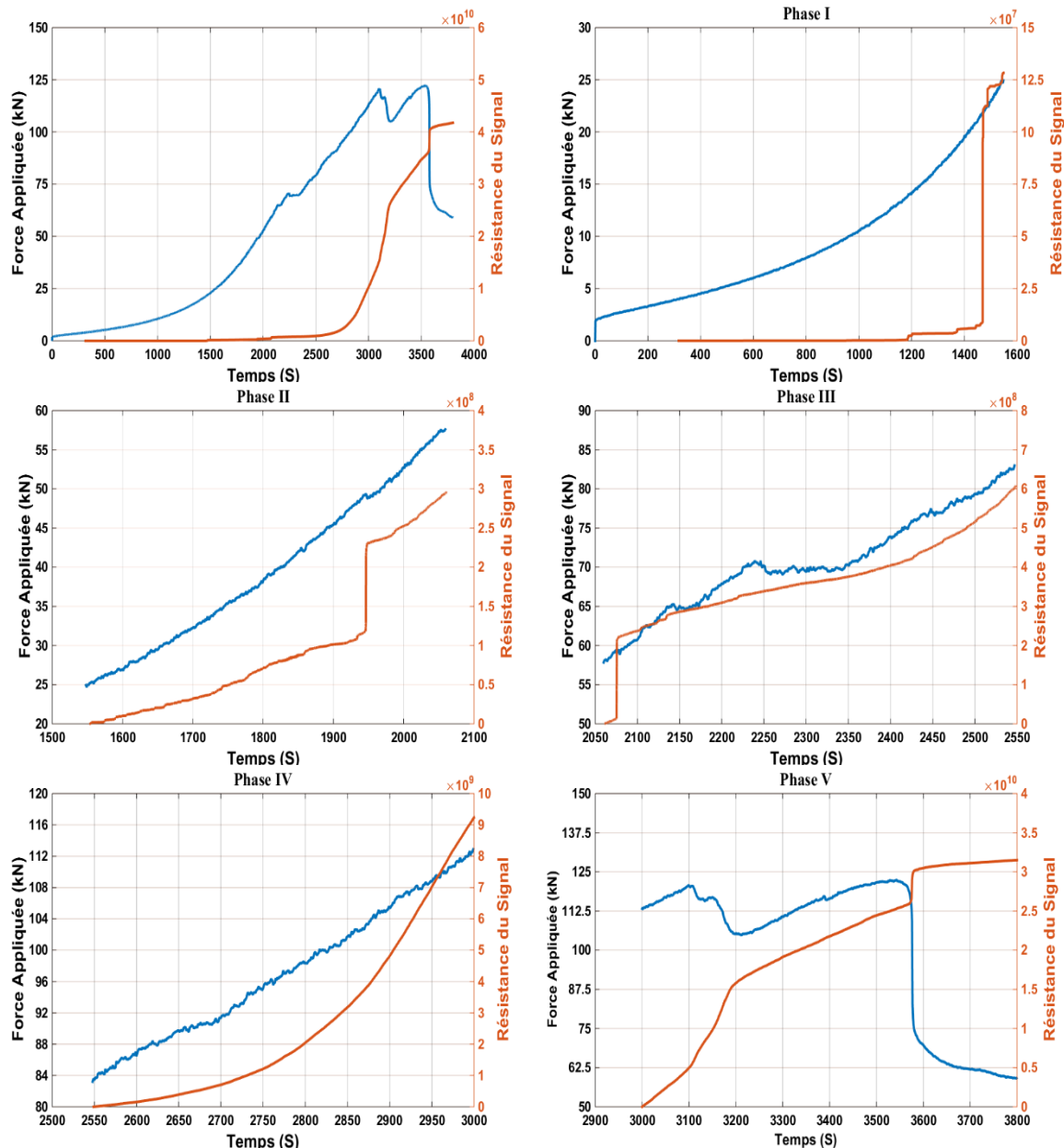


Figure 3.10 : Charge Appliquée et CSS pour la poutre D1.

Pour chaque phase de chargement, des changements ont été observés avec des valeurs croissantes (la valeur de changement dans la phase V donne une valeur plus importante que celle dans la phase I). Pour la poutre D1, le changement est relié à la naissance de la première

Résultats des Méthodes DIC et AE

fissure de flexion dans la phase I. Ceci explique aussi les autres changements dans les autres phases II et III et V. Par contre la phase IV ne présente aucune variation dans la pente du CSS.

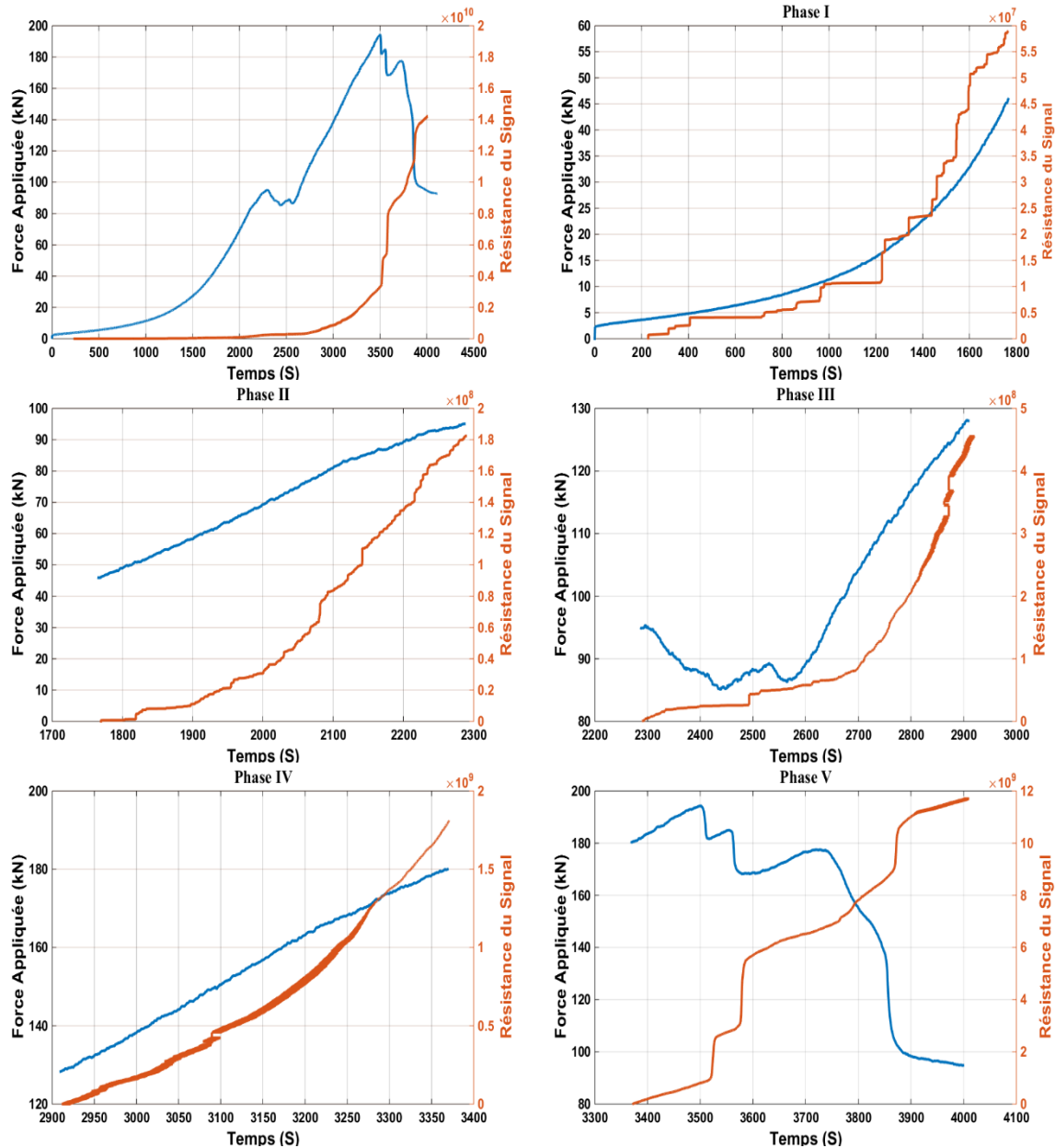


Figure 3.11 : Charge Appliquée et CSS pour la poutre D2.

À partir de ces analyses, l'historique du CSS peut grandement contribuer à l'identification du taux d'endommagement des structures en béton armé. On note aussi que la valeur du CSS diminue lorsque la taille de l'éprouvette augmente.

Résultats des Méthodes DIC et AE

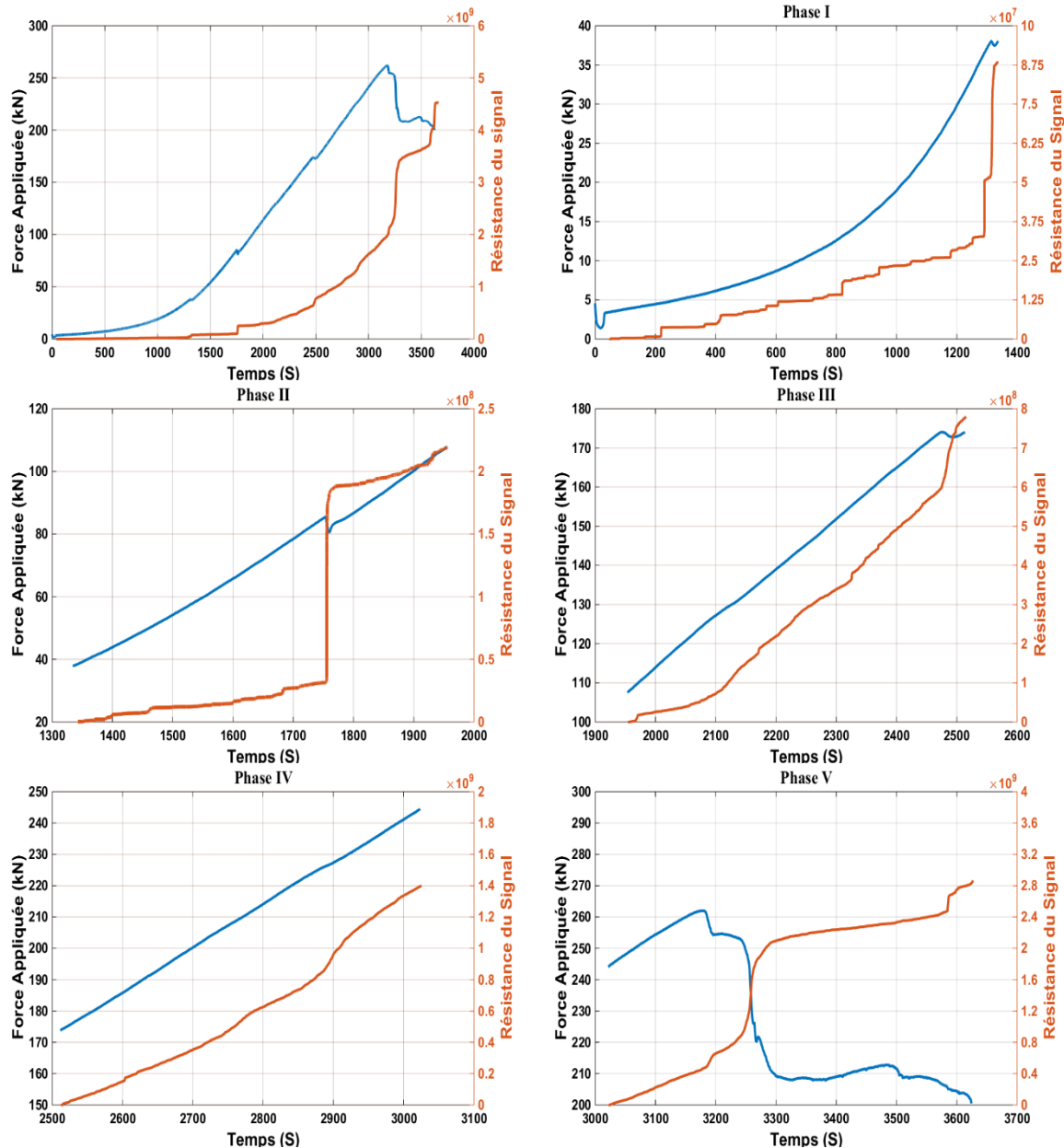


Figure 3.12 : Charge Appliquée et CSS pour la poutre D3.

3.2.2 Analyse des paramètres modifiés

3.2.2.1 Valeur b [Gutenberg Richter et la méthode d'Aki]

- *Gutenberg Richter*

La relation Amplitude – Fréquence proposée par Gutenberg et Richter est illustrée dans l'équation (3.1). Les chercheurs ont utilisé cette relation pour la valeur b en se basant sur les données d'AE enregistrées durant les tests.

$$\log_{10} N = a - bM \quad (3.1)$$

Où : N est le nombre d'évènements avec une amplitude $\geq M$. a et b sont des constantes.

Résultats des Méthodes DIC et AE

- **Méthode d'Aki**

Dans le contexte de la technique d'AE, la valeur b basée sur la méthode d'Aki (Aki 1965) peut être estimée par les AE :

$$b = \frac{20 \log_{10} e}{\langle a \rangle - \langle a_c \rangle} \quad (3.2)$$

Avec : a est l'amplitude moyenne, et a_c l'amplitude du seuil choisi pour détecter les signaux (dans notre programme expérimental a_c a été fixé à 35dB). L'amplitude moyenne a est calculée par l'utilisation de la distribution d'amplitude.

Le calcul de la valeur b se fait en suivant les deux étapes :

Etape 1 : calcul de l'amplitude moyenne par la relation suivante :

$$\langle a \rangle = \frac{\sum_{i=1}^N A_i}{N} \quad (3.3)$$

N est le nombre d'AE.

Etape 2 : Remplacement des valeurs de a dans la formule proposée par Aki et calcul de la valeur b :

$$b = \frac{8.686}{\langle a \rangle - a_c} \quad (3.4)$$

Afin de contrôler le processus de rupture des spécimens pendant les tests, une analyse de la valeur b par les deux méthodes (Gutenberg et Richter, Méthode d'Aki) a été effectuée comme expliqué précédemment. La valeur b est calculée par la prise en compte d'un groupe de $n = 50$ AE. La Figure 3.13 illustre les valeurs b de chaque méthode obtenues en considérant tous les signaux d'AE acquis durant les tests sur les trois tailles. Comme on peut l'observer, les résultats ne permettent pas d'identifier aisément l'identification de la tendance de la valeur b . Cette difficulté est probablement due au grand nombre des signaux d'AE générés pendant les tests. Afin de pallier à ce problème, on propose de filtrer les données de la valeur b des deux méthodes par l'utilisation des filtres de Gauss (Behnia et al. 2014; Farhidzadeh et al. 2012).

Résultats des Méthodes DIC et AE

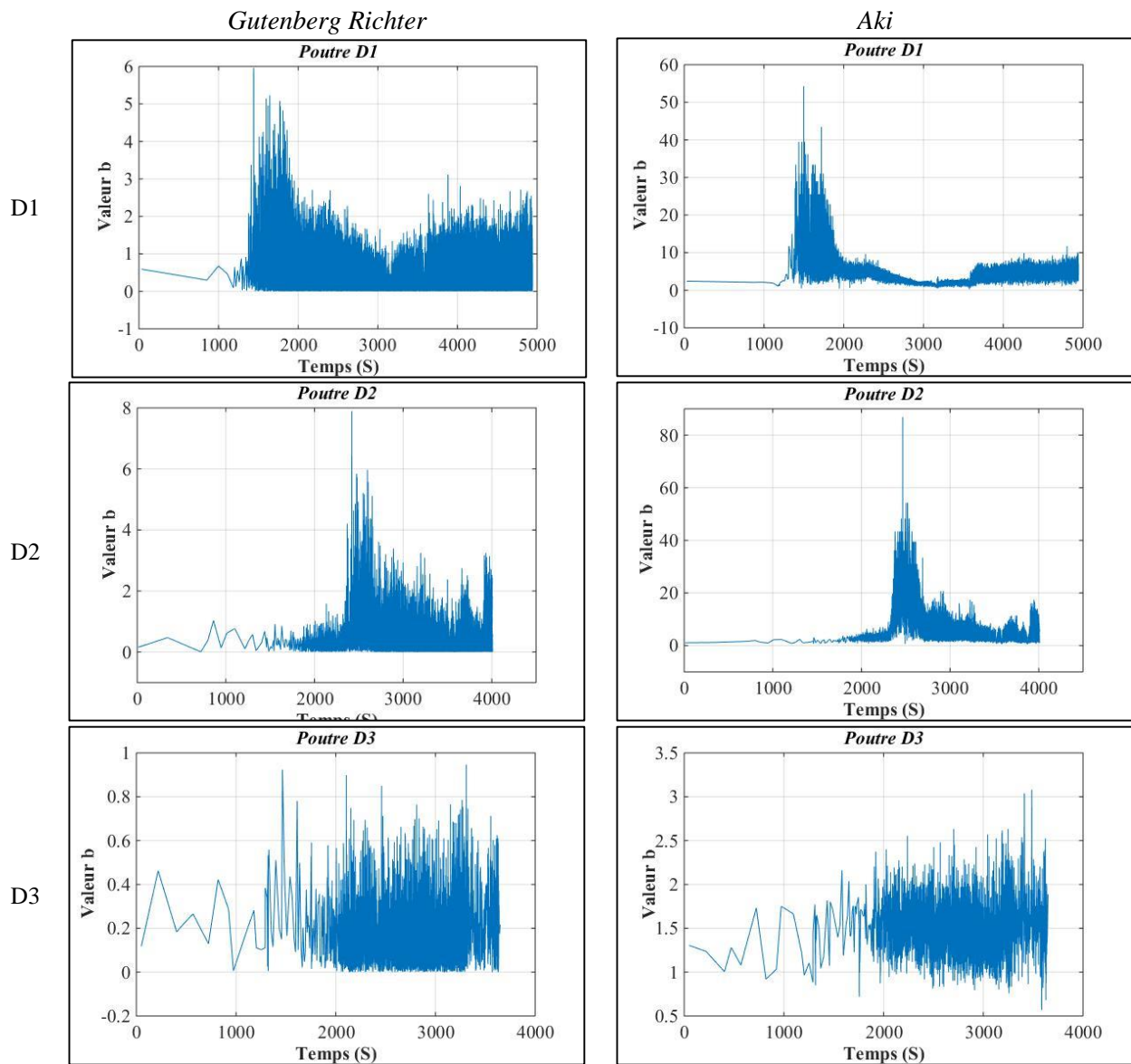


Figure 3.13 : Résultats de la valeur.

La Figure 3.14 illustre les résultats d'application des filtres Gaussiens sur les trois poutres par la prise en compte de tous les signaux d'AE. Plusieurs chercheurs ont remarqué une augmentation de la valeur b durant la formation des microfissures et une diminution lorsque les macro-fissures commencent à propager (Colombo et al. 2003). La Figure 3.14 présentant les deux méthodes montre la même tendance où ces réponses peuvent être divisées en trois parties.

Résultats des Méthodes DIC et AE

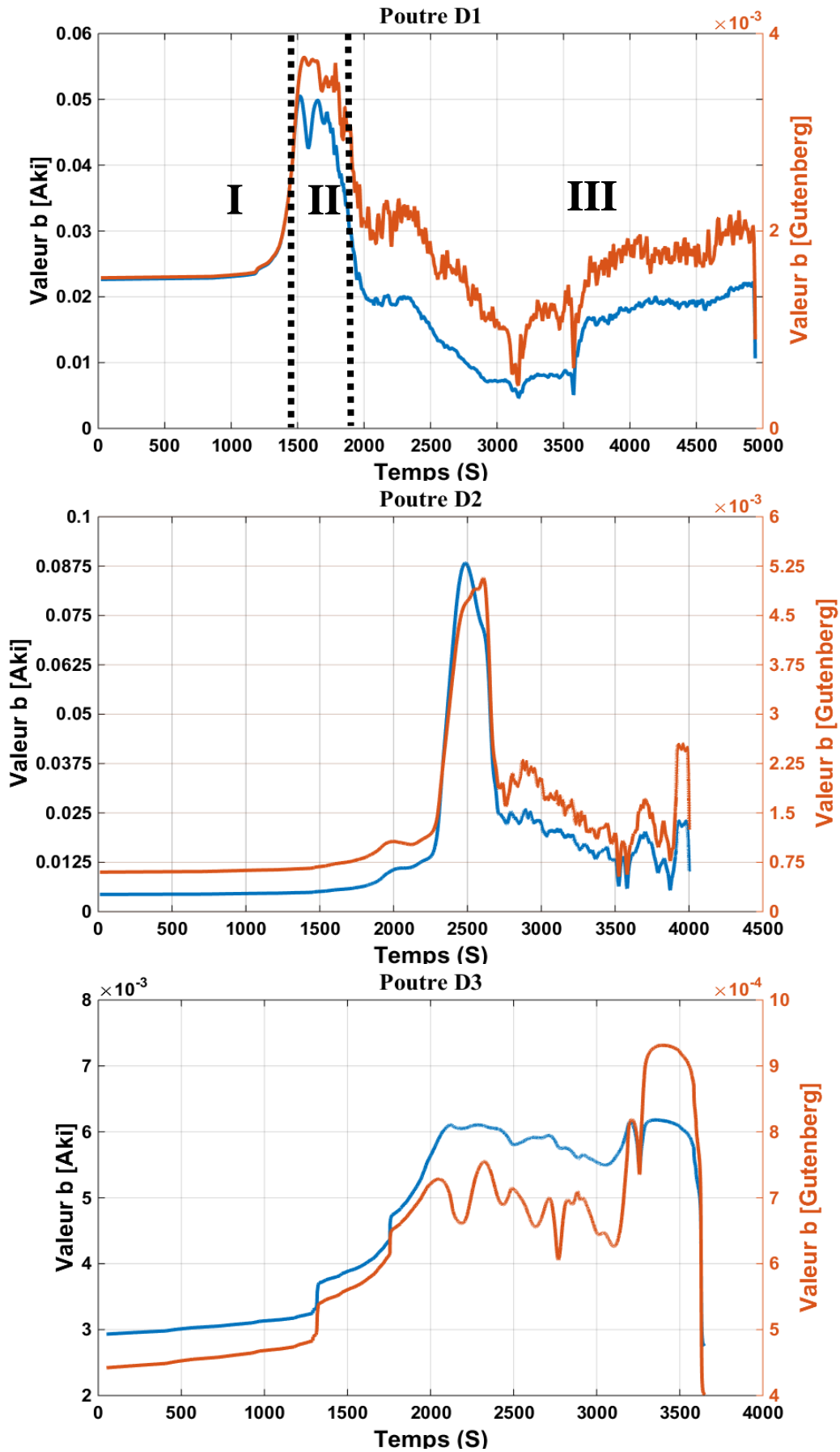


Figure 3.14 : Valeur b lissée pour la totalité des données d'émissions acoustiques des trois tailles.

Résultats des Méthodes DIC et AE

La première phase I observée pour les trois poutres est liée à l'augmentation de la valeur b ce qui peut être expliqué par la naissance des microfissurations, La deuxième partie II qui présente les valeurs maximales de la valeur b coïncide avec la formation des macro-fissures. Dans cette zone, la fluctuation remarquée peut être associée aux formations des microfissures tandis que la rupture dominante est identifiée en macro-fissuration. Finalement, dans la partie III qui correspond à l'ouverture de la macro-fissure, une diminution générale des valeurs de b a été observée.

3.2.2.2 Analyse d'intensité

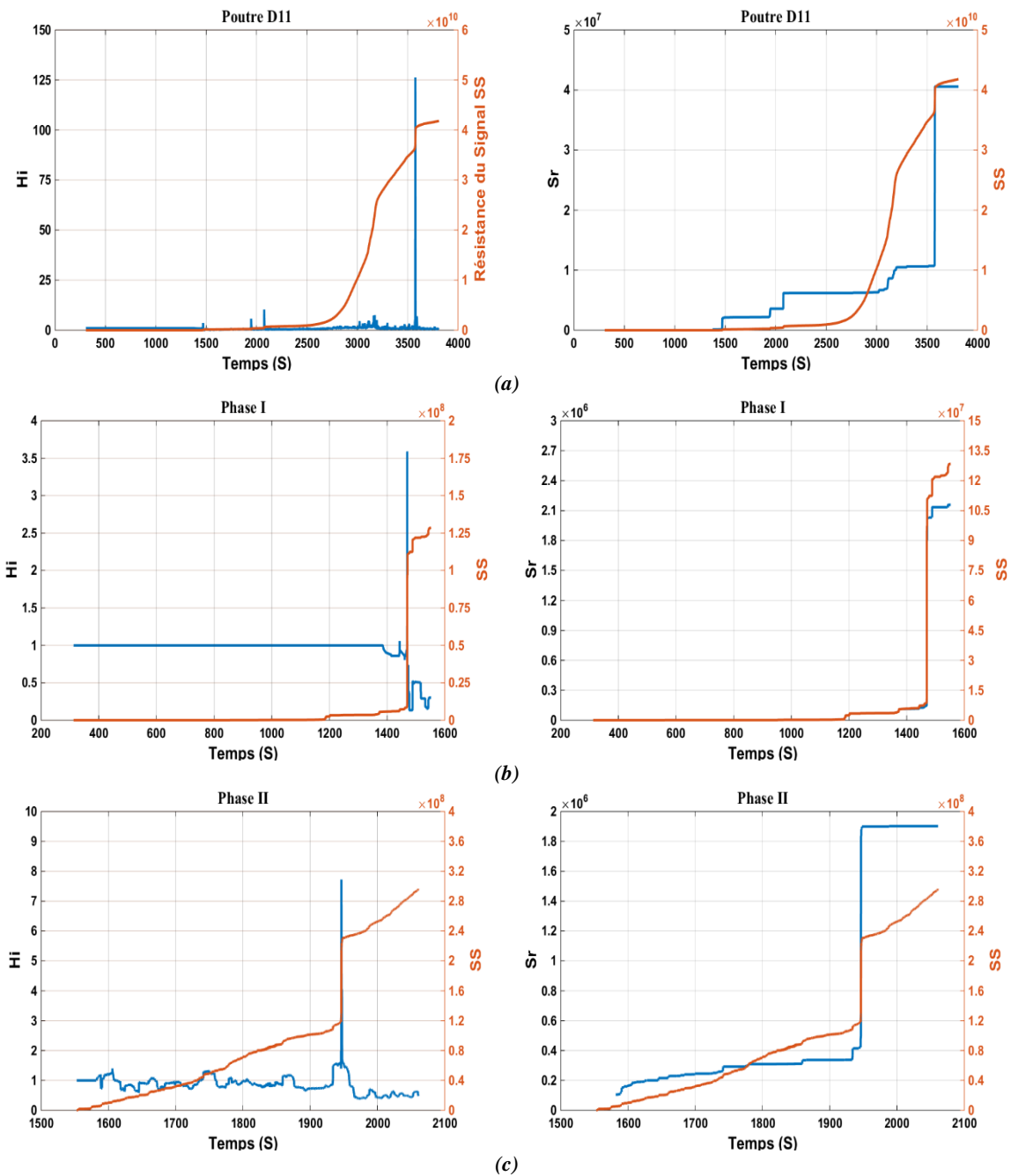
, le processus d'endommagement des poutres en béton armé sans armatures transversales est évalué ici en se basant sur la méthode de l'analyse de l'intensité (IA) pour la quantification de l'endommagement. Comme illustré dans la section (1.6.3.5), cette technique est basée sur deux indices : la sévérité (Sr) et l'indice historique (Hi). Ces deux paramètres permettent l'obtention des données de la résistance du signal (SS) enregistrées pendant les essais.

Cette technique a été appliquée pour les trois poutres testées par l'utilisation des données d'émission acoustique enregistrées durant les essais de flexion. La Figure 3.15 montre les résultats d'application de cette méthode (Hi et Sr) en fonction du temps comparés avec l'évolution de CSS pour la poutre D1 et aux différentes phases de chargement, où l'axe vertical présente Hi et Sr et l'axe secondaire montre la variation de CSS. Ces courbes, montrent un changement remarquable dans l'évolution de Hi et Sr , également observé dans les courbes de CSS. Ces évolutions peuvent être expliquées par une possible identification d'un mécanisme d'endommagement et la localisation du début de rupture (Gostautus et al. 2005). L'analyse de chaque phase de chargement montre la présence d'un ou plusieurs points qui peuvent s'expliquer par la naissance des fissures ; comme montre la Figure 3.15(b) : un point de variation dans les trois courbes Hi , Sr et CSS relié à la naissance de la fissure de flexion au milieu de la travée de la poutre D1. Plus précisément, ce point est relié à la transition de la microfissuration vers la macro-fissuration. Ces types de réponses ont été remarqués pour toutes les poutres testées avec la présence des points de variation pour les poutres D2 et D3.

Les réponses Hi et Sr de chaque phase présentent le même temps d'apparition du point de variation, comme le montre la phase I où les courbes présentent un changement à $t=1490$ s environ. Ceci peut être dû à l'apparition de la première fissure de flexion. La phase II présente

Résultats des Méthodes DIC et AE

des changements avec des valeurs de H_i et S_r faibles provoquées par la naissance des microfissurations dans la travée de cisaillement. Tandis que, ces microfissures propagent afin de former des macro-fissures. Le même processus a été remarqué dans les autres phases jusqu'à atteindre la phase V où une grande valeur de H_i et S_r est atteinte à cause de la formation totale de la fissure critique de cisaillement. Cette réponse a été aussi observée pour les deux autres poutres D2 et D3 avec des valeurs élevées et des points d'identification. On peut donc conclure que ces deux indices sont capables de donner un aperçu concernant l'évolution d'endommagement durant la totalité de l'essai mécanique.



Résultats des Méthodes DIC et AE

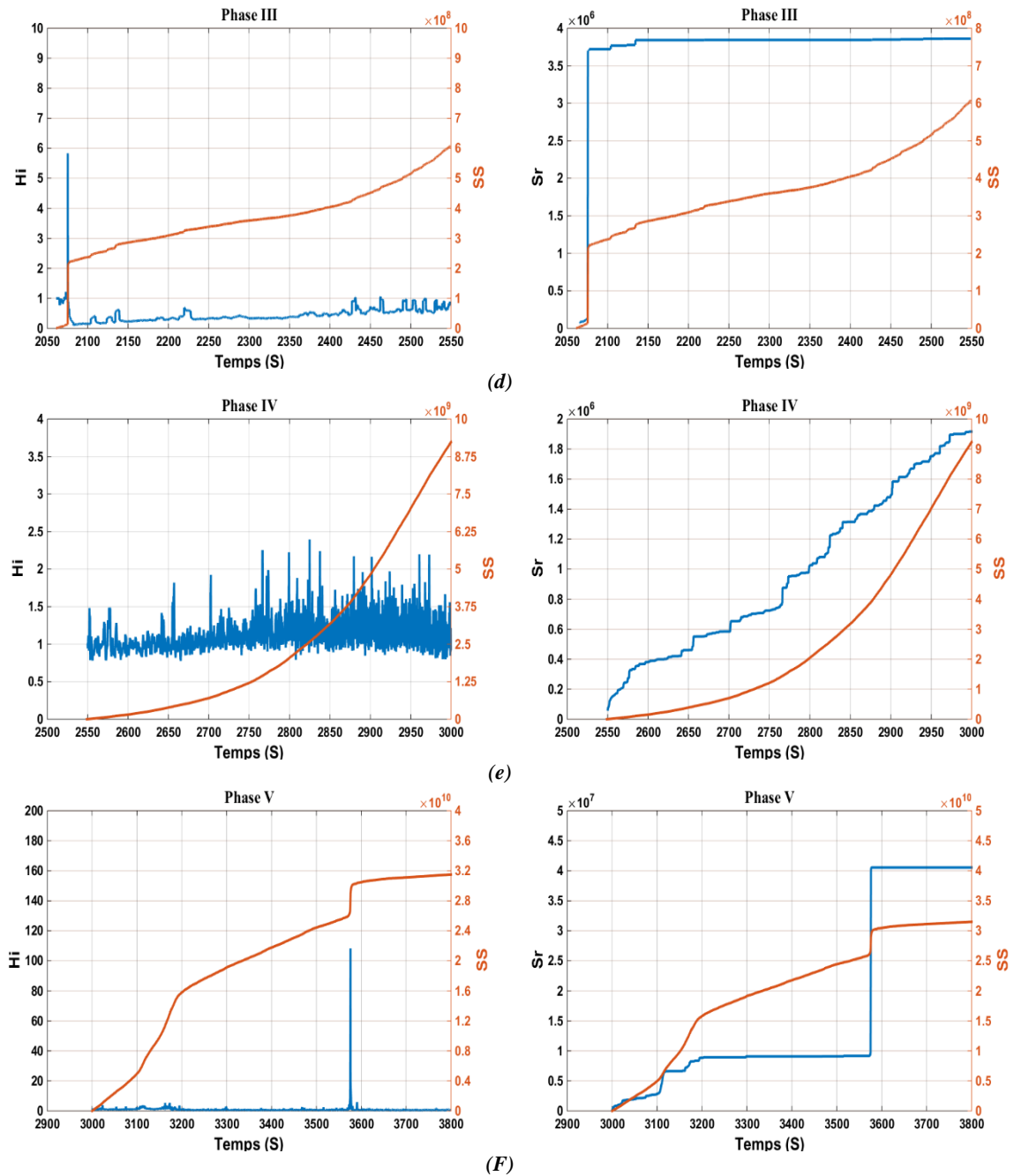


Figure 3.15 : Hi et Sr vs. CSS de la poutre D1 aux différentes phases de chargement : (a) : Totalité du test (b) : Phase I, (c) : Phase II, (d) : Phase III, (e) : Phase IV, et (F) : Phase V.

Sur la Figure 3.16, nous avons représenté les valeurs de Hi et Sr de toutes les phases dans l'abaque d'intensité. On peut remarquer que l'indice de sévérité augmente avec la phase de chargement (I à V). Pour les valeurs de Hi , les indices sont variables dans chaque phase de chargement. Il peut être observé à partir des figures que la poutre D3 présente des valeurs plus grandes que les deux autres poutres D1 et D2 à cause de l'ouverture importante des fissures dans l'élément D3.

Résultats des Méthodes DIC et AE

Pour les trois poutres, les valeurs de Hi et Sr continuent à augmenter jusqu'à atteindre la phase V correspondante à la phase de la formation de la fissure diagonale de cisaillement. Dans ce cas, les valeurs enregistrées par la poutre D3 sont plus importantes ce qui prouve que la poutre D3 présente un niveau d'endommagement plus significatif par rapport aux autres poutres D1 et D2.

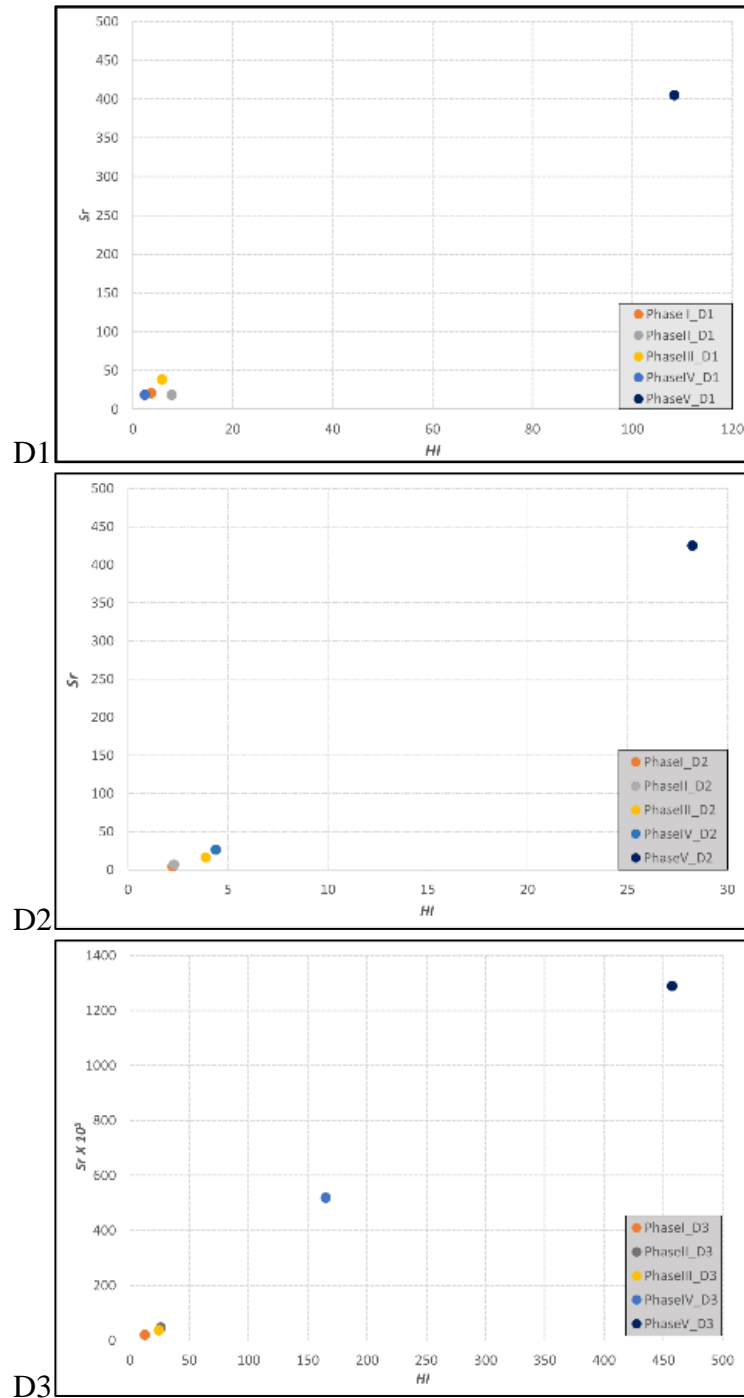


Figure 3.16 : Analyse d'intensité des poutres D1, D2 et D3.

3.2.2.3 Classification des évènements

En se basant sur les notions de la valeur RA et la fréquence moyenne, nous présentons ici des analyses effectuées sur les hits de la méthode d'émission acoustique. Les lignes diagonales prédéfinies dans les Figure 3.17, Figure 3.18 et Figure 3.19 sont basées sur la flexion, traction et cisaillement directe au laboratoire (Ohtsu et al. 2007). Cette diagonale est utilisée comme référence pour définir le mode de fissuration (Traction Mode I ou de cisaillement Mode II). Des résultats précédents ont proposé que la fissuration en mode I de traction a un temps de montée faible avec une grande fréquence moyenne, mais une valeur RA plus faible par comparaison à la fissuration en mode II de cisaillement (Aggelis 2011).

Les Figure 3.17, Figure 3.18 et Figure 3.19 donnent les valeurs AF en fonction des valeurs RA obtenues à partir des hits enregistrés durant les essais de chaque poutre et à chaque phase de chargement. La Figure 3.17 présente l'analyse de la valeur RA de la poutre D1 séparant les cinq phases de chargement. Initialement dans la phase I, les AE du mode I de traction sont très dominants par rapport aux AE du mode II, ce qui peut être expliqué seulement par la naissance de la fissure de flexion dans la zone où le moment de flexion est plus important. Tandis que, les phases II et III présentent un pourcentage non négligeable des AE du mode II de cisaillement. Par contre les deux dernières phases IV et V donnent une concentration équivalente entre les deux modes de fissuration (Mode I et Mode II). Nous pouvons expliquer cela par la formation des fissures diagonales dans la travée de cisaillement de la poutre.

Résultats des Méthodes DIC et AE

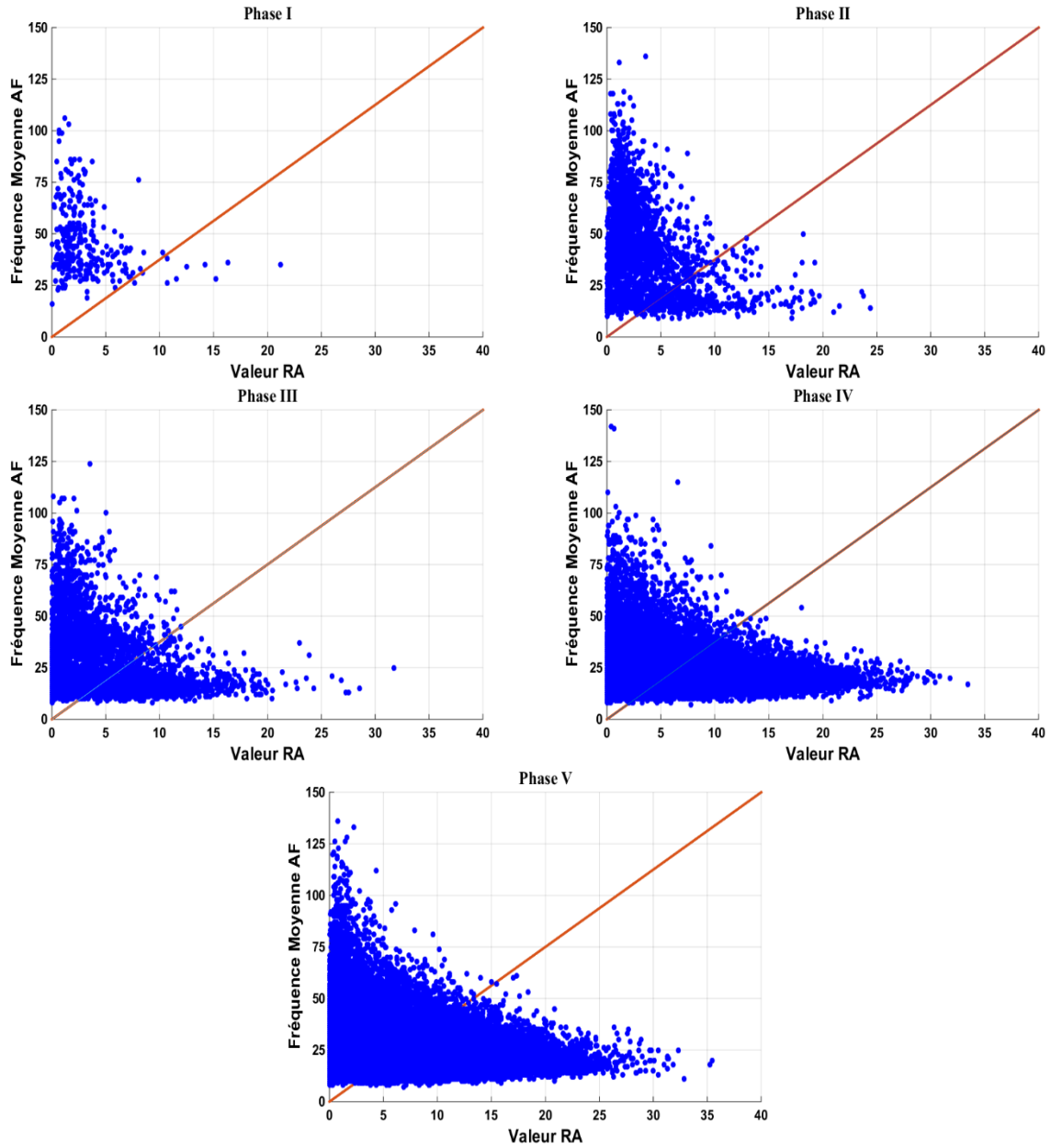


Figure 3.17 : Valeur RA et Fréquence moyenne de la poutre D1.

Résultats des Méthodes DIC et AE

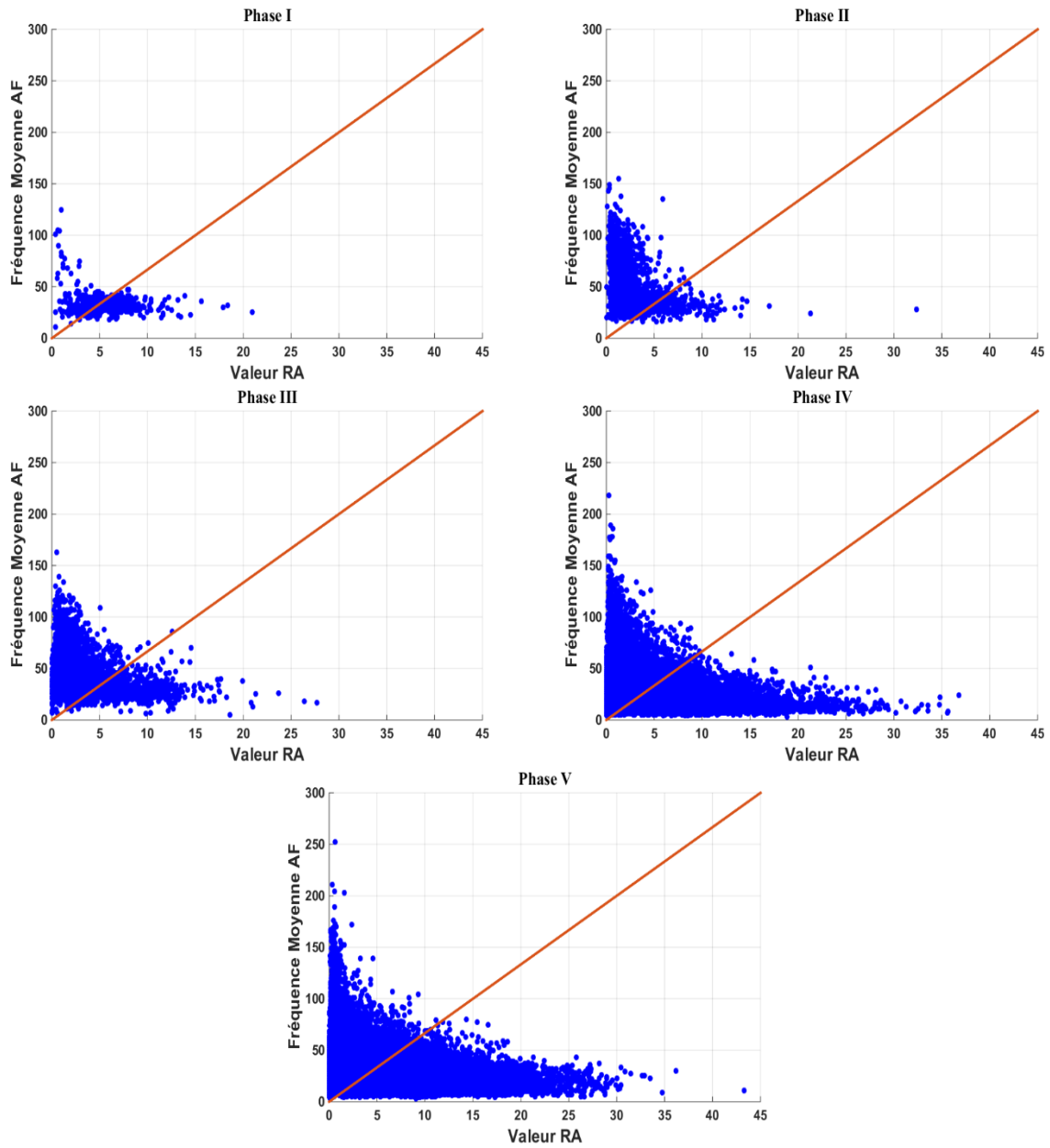


Figure 3.18 : Valeur RA et Fréquence moyenne de la poutre D2.

Résultats des Méthodes DIC et AE

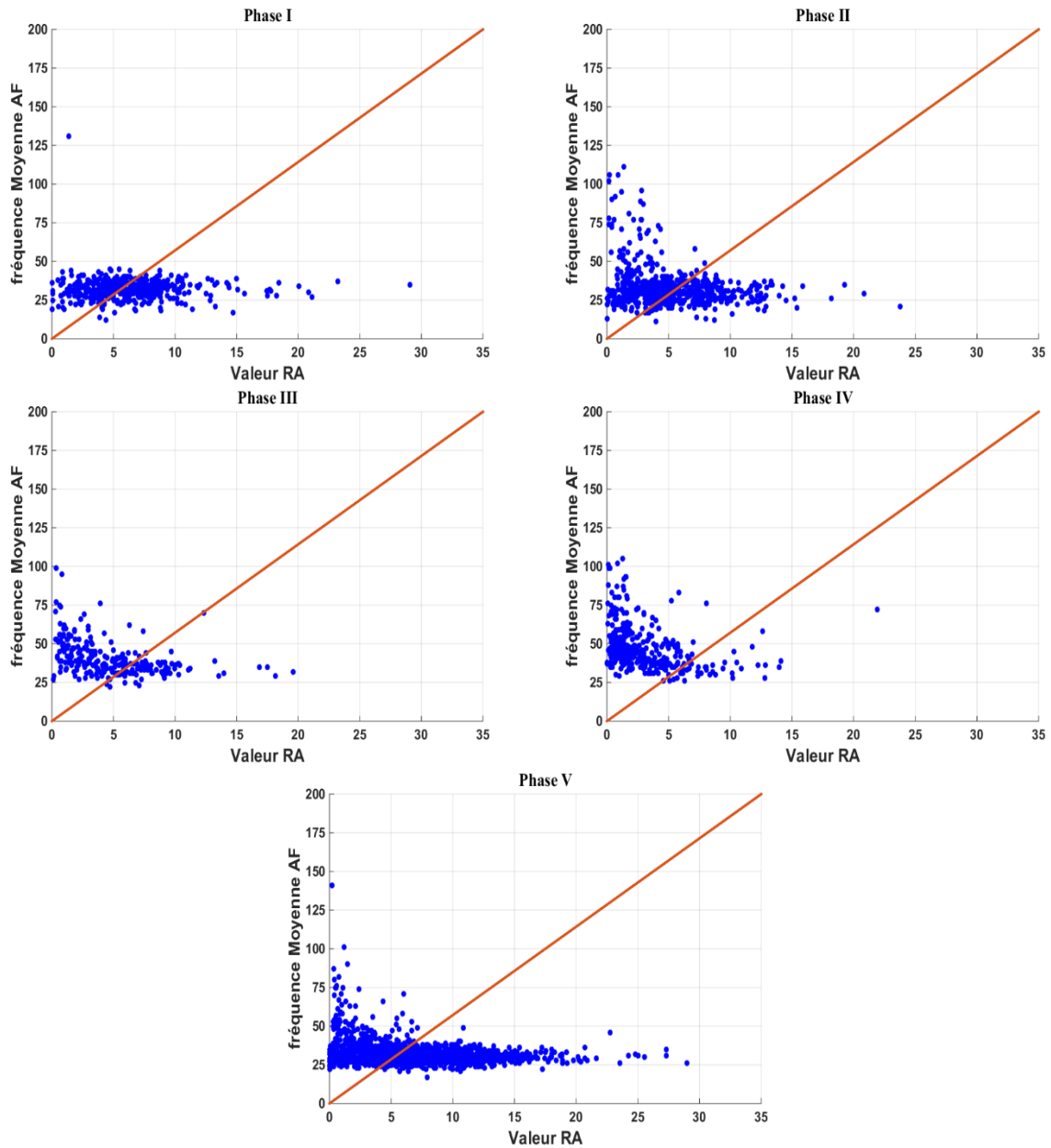


Figure 3.19 : Valeur RA et Fréquence moyenne de la poutre D3.

En ce qui concerne les deux autres poutres D2 et D3, la Figure 3.18 et la Figure 3.19 illustrent l'évolution des AE durant l'application de charge. Les deux poutres présentent une faible dominance du mode I par rapport au mode II comme il a été remarqué dans la poutre D1. Tandis que, les autres phases ont montré une équivalence entre les deux modes de fissuration.

Résultats des Méthodes DIC et AE

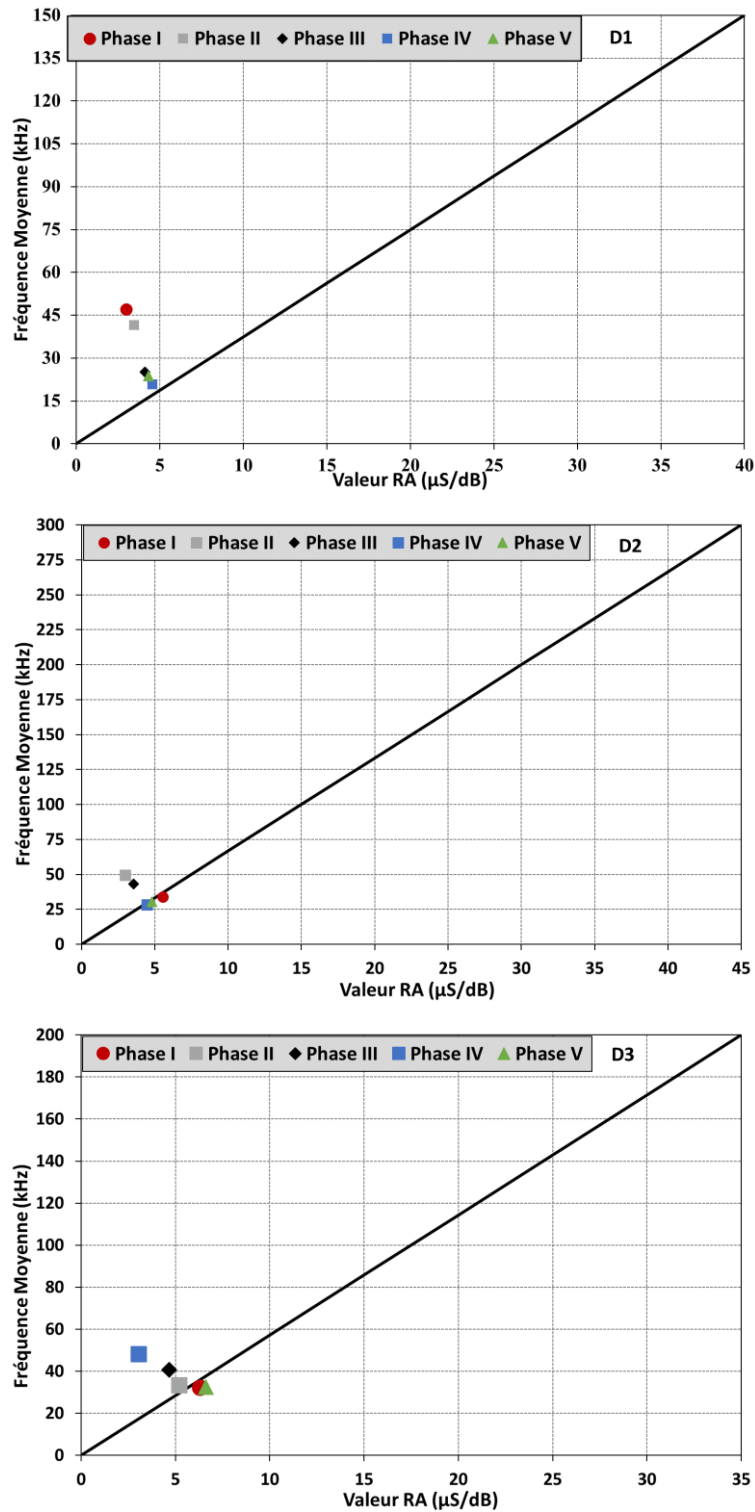


Figure 3.20 : Résultats moyens d'analyse de classification d'évènements de chaque poutre.

La Figure 3.20 montre les résultats de la valeur moyenne de RA et AF pour chaque phase de chargement de toutes les poutres (D1 et D2 et D3). La réponse moyenne de la valeur RA de toutes les poutres illustre des résultats similaires, où les phases I de chaque élément, les signaux d'AE sont observés dans la zone du mode I de traction. Quand la force augmente

Résultats des Méthodes DIC et AE

jusqu'à la phase de rupture, les signaux d'AE sont classés en mode mixte (mode III) comme en témoigne la Figure 3.20.

Ces résultats peuvent s'expliquer par la présence des armatures longitudinales dans les poutres. Ces derniers empêchent la formation des fissures en mode I seulement, mais provoquent l'inclinaison de la fissure qui produit le cisaillement et enfin la formation des fissures combinées entre les deux modes de fissuration.

3.3 Conclusion

Dans ce chapitre, une étude explicite de la classification de la fissuration dans les structures en béton armé a été effectuée en combinant les résultats de deux méthodes nondestructives : la technique de la corrélation d'images DIC et la technique d'émission acoustique AE. Considérant les analyses mentionnées précédemment, on peut établir les conclusions suivantes :

- La méthode DIC est un outil intéressant et efficace pour évaluer la cinématique du processus de propagation de la fissure de cisaillement. La propagation et les profils des fissures (cisaillement diagonal et fissures de flexion) sont bien identifiés.
- Par la combinaison des résultats de la corrélation d'images et les jauges de déformations, il est possible de distinguer la contribution du mécanisme d'engrènement des granulats et de l'action d'effet de goujon. On peut conclure que pour des petites poutres, l'action d'effet de goujon est plus prononcée. Cependant, pour les grands éléments, le mécanisme d'engrènement des granulats est dominant.
- D'autres paramètres comme l'énergie absolue et la résistance du signal (SS) ont renseigné efficacement sur l'initiation des microfissures et la propagation des macro-fissures.
- L'analyse de la valeur b a démontré la capacité à évaluer la condition d'endommagement et d'analyser le processus de la rupture.
- L'analyse basée sur la valeur RA et la fréquence moyenne peut aider à classer les différentes modes de fissurations (Mode I traction, Mode II cisaillement et Mode III mixte) dans les structures en béton armé.

Résultats des Méthodes DIC et AE

- L'intégrité structurelle des membres en béton armé peut être suffisamment mesurée en se basant sur la technique d'analyse d'intensité. En effet cette méthode a montré un grand potentiel de devenir un outil efficace et fiable pour l'évaluation et le contrôle de la santé des structures.

**CHAPITRE 4 : ETUDE DES
MECANISMES DE TRANSFERT
D'EFFORT TRANCHANT AUX
APPUIS**

Mécanismes de Transfert

L'investigation des mécanismes de transfert d'effort tranchant aux appuis est effectuée en considérant le corps illustré dans la Figure 4.1. Cette figure présente les forces représentatives de chaque mode de transmission. La participation de chacune des quatre contributions, à savoir :

- L'engrènement des granulats (Aggregate Interlock V_{agg}).
- La zone de compression (Compression Zone V_{cc}).
- L'Effet de Goujon (Dowel Action V_{da}).
- Les contraintes résiduelles de traction du béton (Residual Tensile Strength V_{res}).

peut être estimée en se basant sur les mesures de champs cinématiques. Dans ce qui suit, nous proposons une identification de chaque mécanisme afin de pouvoir estimer sa contribution dans la résistance à l'effort tranchant.

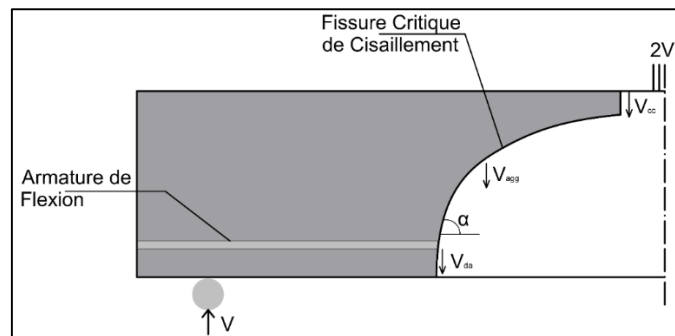


Figure 4.1 : Les forces verticales agissant sur la fissure diagonale de cisaillement dans le cas des poutres en béton armé sans des armatures d'effort tranchant.

4.1 Engrènement des Granulats

Dans la section 1.2.1, l'engrènement des granulats a été défini comme étant la capacité des granulats se trouvant dans le plan de la fissure à fournir une résistance contre le glissement. Dans de nombreuses théories de prévision de la capacité de cisaillement des éléments en béton armé, ce mécanisme est considéré comme le mode principal de transmission de l'effort tranchant. Afin d'identifier la contribution de ce mode, des lois de comportement doivent être identifiées. Elles permettent de relier les variables cinématiques (ouvertures et glissement) aux variables statiques (contraintes). L'effort résultant est obtenu par intégration des contraintes exercées sur l'interface de transmission.

Différents modèles analytiques existent dans la littérature et permettent de décrire le phénomène de la résistance au cisaillement d'une interface. Les codes réglementaires (EC2, ACI etc) proposent aussi des formules empiriques pour la description de ce mécanisme. Pour le matériau béton, Walraven (Walraven 1981) a proposé un modèle analytique basé sur une

Mécanismes de Transfert

description physique. La surface de contact entre les granulats et la matrice cimentaire dépend des variables cinématiques (l'ouverture (w) et le glissement (s)), de la taille maximale des granulats (d_a) et du facteur p_k qui représente le rapport entre le volume du granulat et le volume du béton ($p_k=0.75$). Les contraintes tangentielles et normales sont calculées par les équations suivantes :

$$\begin{bmatrix} \sigma_{agg} \\ \tau_{agg} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sigma_{pu}(\overline{A_s} - \mu\overline{A_w}) \geq 0 \\ -\sigma_{pu}(\overline{A_w} + \mu\overline{A_s}) \end{bmatrix} \quad (4.1)$$

où : $\sigma_{pu} = 6.39f_{cu}^{0.56}$ est la résistance plastique à la compression de la matrice cimentaire, f_{cu} représente la résistance de compression cubique du béton (elle est reliée à la résistance de compression cylindrique), $\mu=0.4$ est le facteur de frottement ; $\overline{A_s}$ et $\overline{A_w}$ représentent les surfaces de contact entre les granulats et la matrice cimentaire sur les axes normal et tangentiel à la fissure ($(\overline{A_s} = \sum a_s, \overline{A_w} = \sum a_w)$). La variable « s » représente le déplacement parallèle à la fissure (glissement) et w est le déplacement perpendiculaire à la fissure (ouverture).

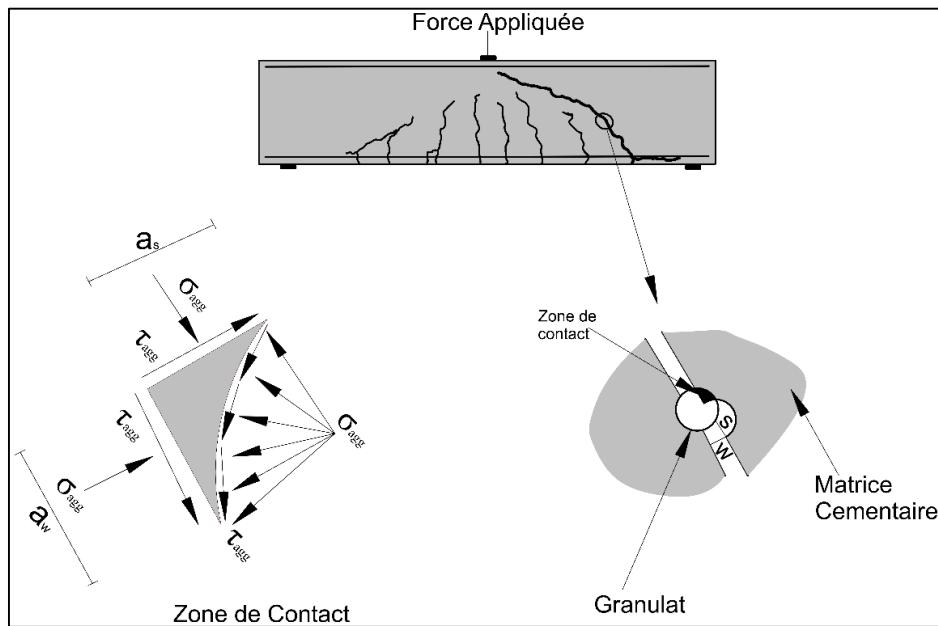


Figure 4.2 : Modèle physique proposé par Walraven (Walraven 1981).

Les relations données par Walraven (Walraven 1981) pour calculer les contraintes en fonction des déplacements sont :

$$\sigma_{agg} = -\frac{f_{cu}}{20} + [1.35w^{-0.63} + (0.191w^{-0.552} - 0.15)f_{cu}]s \quad (4.2)$$

$$\tau_{agg} = -\frac{f_{cu}}{30} + [1.80w^{-0.80} + (0.234w^{-0.707} - 0.20)f_{cu}]s \quad (4.3)$$

Mécanismes de Transfert

Un autre modèle a été avancé par Bazant et al. (Bazant et al. 1980) « Rough crack model ». Ce modèle a été modifié plus tard par Gambarova et al. (Gambarova et al. 1983). Le modèle est basé sur des expressions qui décrivent l'évolution des contraintes normales et tangentielles en fonction des cinématiques de la fissure. Les relations contraintes-déplacements sont données par :

$$\sigma_{agg} = -0.62\sqrt{w} \frac{r}{(1+r^2)^{0.25}} \tau_{agg} \quad (4.4)$$

$$\tau_{agg} = \tau_0 \left(1 - \sqrt{\frac{2w}{d_a}} \right) r \frac{a_3 + a_4|r|^3}{1 + a_4r^4} \quad (4.5)$$

$$\text{Où : } r = \frac{s}{w}, \tau_0 = 0.25f_c, a_3 = 2.45/\tau_0, a_4 = 2.44(1 - 4/\tau_0).$$

Dans le cadre du modèle MCFT, Vecchio et Collins (Vecchio et al. 1986) ont proposé une formule pour le calcul de la contrainte tangentielle générée à l'interface de cisaillement. Elle est reliée uniquement à l'ouverture de la fissure w . Les auteurs négligent la contrainte normale agissant sur la fissure ($\sigma_{agg} = 0$). Dans le cas des éléments en béton armé sans armatures transversales, la formule proposée est exprimée par :

$$\tau_{agg} = 0.18v_{max} \quad (4.6)$$

$$v_{max} = \frac{f_c'^{1/2}}{0.31 + 24w/(d_a + 16)} \quad (4.7)$$

Toutes les formules citées précédemment ((4.2)-(4.7)) permettent de quantifier l'évolution des contraintes tangentielles et normales le long du profil de la fissure de cisaillement. Afin d'identifier la part de l'engrènement des granulats dans la transmission de l'effort tranchant, la composante V_{agg} peut être évaluée par l'intégration des contraintes tangentielles et normales le long de l'interface de transmission prenant en compte l'inclinaison de la fissure (α_{cr}) comme suit:

$$V_{agg} = \int_{\xi=0}^{\xi} b(\tau_{agg}(\xi) \cdot \sin \alpha_{cr}(\xi) - \sigma_{agg}(\xi) \cdot \cos \alpha_{cr}(\xi)) \cdot d\xi \quad (4.8)$$

Avec : ξ représente la longueur (distance curviligne) de la fissure où l'engrènement du granulat est actif.

Afin de quantifier la contribution de V_{agg} , les résultats de la technique de corrélation d'images (DIC) sont utilisés pour suivre et quantifier l'évolution des variables cinématiques

Mécanismes de Transfert

(w , s). Les trois modèles explicités précédemment (Walraven, Bazant et MCFT) ont été utilisés pour évaluer la variation de la contrainte le long du profil de fissure. Les valeurs V_{agg} d'effort tranchant transmis à travers l'interface ont été calculées par l'équation (4.8).

Afin d'évaluer l'ouverture et le glissement le long du profil de la fissure, quelques positions sont choisies pour mesurer l'évolution de la fissure critique de cisaillement (w , s) à différents niveaux de chargement : au pic, à 95% du post-pic et à 87% du post-pic. L'objectif est, primo, d'obtenir une estimation de la contribution de ce mécanisme et secundo, d'étudier le moment de son déclenchement pendant le processus de fissuration. En effet, la contribution de l'engrènement des granulats est certes, une information vitale pour l'appréhension du phénomène de cisaillement, cependant une autre question problématique liée au déclenchement du phénomène est d'une importance particulière. L'enjeu est de pouvoir statuer sur l'activation de ce mécanisme (pré-pic ou post-pic) et sur sa contribution le cas échéant.

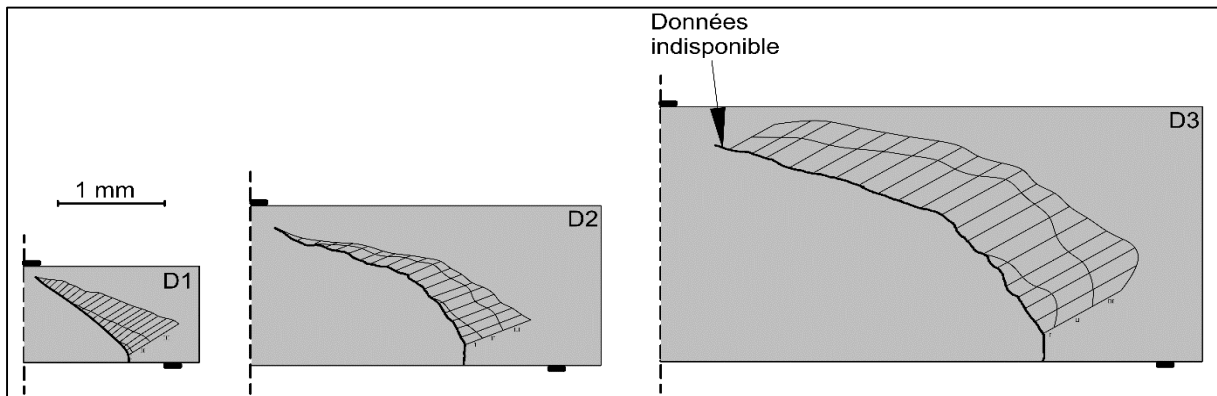
L'évolution des variables cinématiques le long des surfaces de fissures est illustrée sur la Figure 4.3. À partir des graphes (b-d), la comparaison entre les valeurs d'ouverture et du glissement dans la même position et aux différents niveaux de chargement montre que l'ouverture de la fissure est la cinématique la plus dominante. L'ouverture diagonale de la fissure critique est un indicateur de présence des forces de traction dans les plans de la fissure. Les poutres D1 et D2 présentent des valeurs d'ouverture de fissure plus grandes dans la fibre inférieure de la poutre (partie tendue). Ces valeurs diminuent le long de l'interface diagonale à cause de la diminution des forces de traction. Dans la poutre D3, l'évolution des deux cinématiques le long de la fissure n'a pas la même allure que celle des deux autres poutres. L'ouverture est maximale au milieu de la poutre. Ces observations seront corrélées plus loin à celles qui seront extraites de l'analyse de l'effet de Goujon car les contraintes développées dans les zones tendues sont révélatrices aussi d'une transmission des efforts par effet de Goujon.

La nature de l'évolution des deux cinématiques le long de l'interface de cisaillement est la conséquence de la forme de la fissure développée. La Figure 4.3 (a), les trois fissures développées dans les trois poutres (D1, D2 et D3) respectivement. Dans la petite poutre, on note la présence d'une fissure raide rectiligne, contrairement aux deux autres poutres où les fissures se développent sous forme d'arc. La présence de fissures courbées maximise davantage le glissement à cause de l'activation du frottement entre les lèvres. Quant aux fissures non courbées, elles sont soumises à des forces de traction plus grandes. Ceci génère des cinématiques d'ouvertures plus importantes et par conséquent des contraintes de

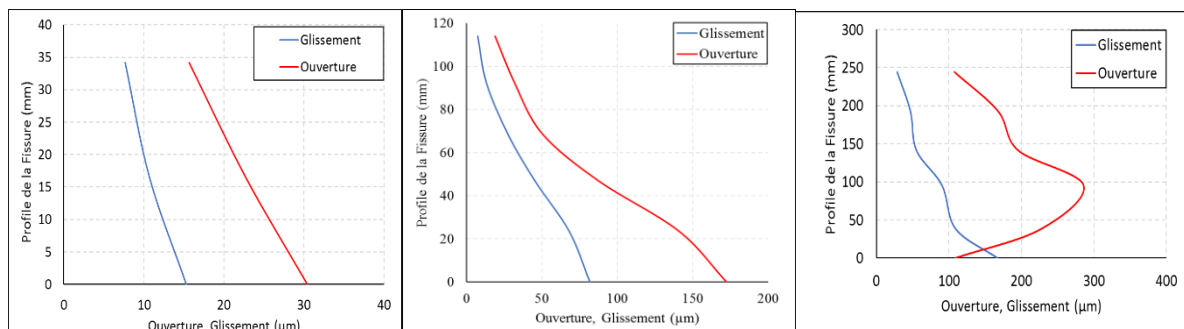
Mécanismes de Transfert

glissement plus faibles. L'effet d'échelle (relatif aux dimensions des poutres) est, en partie, responsable de la présence de ces différentes formes de fissures. Les valeurs des deux cinématiques augmentent après le Pic. Il est important de rappeler que, pour le modèle de Walraven et le MCFT, l'augmentation de la cinématique de cisaillement implique une augmentation de la contrainte de cisaillement (et de la contrainte normale), contrairement à la cinématique de l'ouverture qui provoque une tendance inverse.

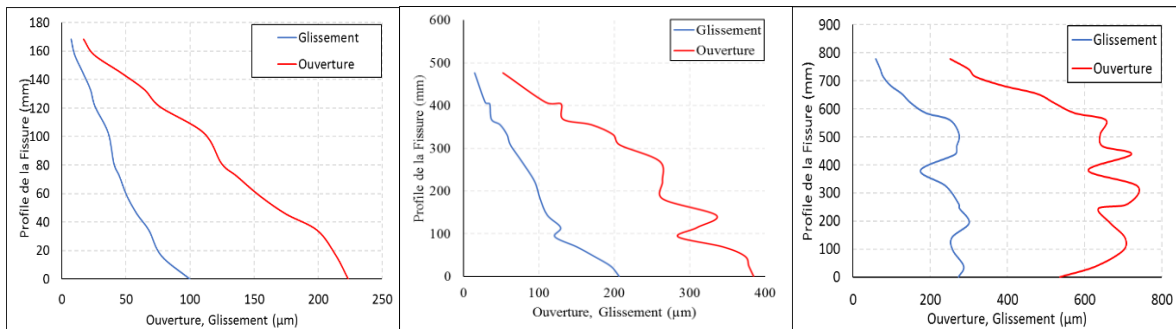
En se basant sur les variations cinématiques présentées dans la Figure 4.3 (b-d) et à partir du calcul de l'inclinaison de la fissure le long de l'interface, les valeurs de la contribution d'engrènement du granulat obtenues par les trois modèles (Walraven, Gambarova et MCFT) sont illustrées dans le Tableau 4.1. Les trois modèles fournissent des résultats différents. Le modèle MCFT donne dans la plupart des cas, des valeurs plus grandes comparées aux autres modèles (Walraven et Gambarova). Ces différents modèles sont basés sur des considérations physiques assez différentes ce qui explique la divergence dans les résultats obtenus (pour les poutres avec des fissures courbées, le modèle de Walraven est connu par la surestimation de la contribution de l'engrènement du granulat (Campana et al. 2012). A ce stade, il est important de noter la faible contribution de l'effort d'engrènement à la résistance à l'effort tranchant maximal (valeur calculée au pic).



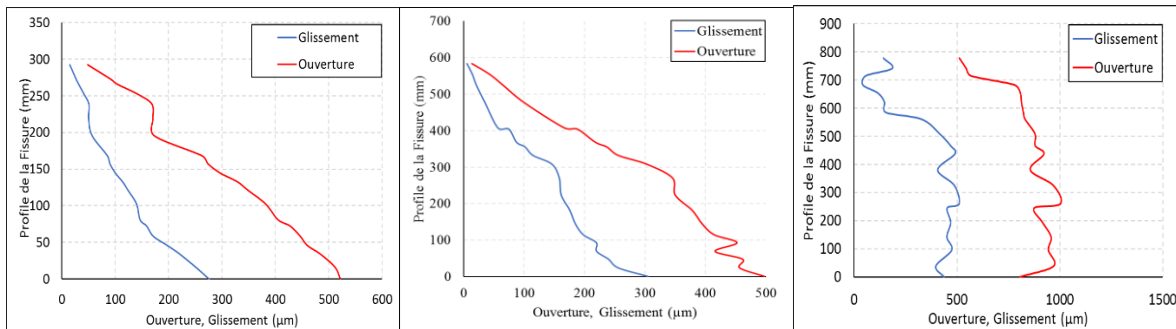
(a)



(b)



(c)



(d)

Poutre D1

Poutre D2

Poutre D3

Figure 4.3 : (a) cinématiques mesurées à différent état de charge (I : 100% Pic, II : 95% Post-Pic, III : 87% Post-Pic) ; l'évolution de l'ouverture et le glissement en fonction de la longueur de la fissure des trois poutres : (b) 100% Pic, (c) 95% Post-Pic, 87% post-Pic.

Les mesures dans la partie post-pic sont aussi importantes que celles correspondantes à la résistance maximale, parce que la rupture n'est pas toujours associée à la propagation instable de fissure. D'un côté, le rapport a/d choisi dans notre étude permet, certes, de provoquer une fissure par cisaillement, mais l'ingérence d'une contribution de flexion n'est pas exclue. D'autre part, comme nous l'avons déjà mentionné ci-dessus, la forme de la fissure joue un rôle important dans l'activation du phénomène de transfert par engrenement. Plus la dimension de la poutre est grande, plus l'activation de l'engrenement avant pic est importante. Pour la poutre D1, seul le modèle de Bazant prédit une importante contribution avant le pic. Ceci est expliqué par les formules (4.4) et (4.5) où l'augmentation de l'ouverture, qui est dominante dans cette poutre, joue un rôle favorable dans le développement de l'engrenement. Pour le même modèle, on observe une tendance inverse pour les deux autres poutres (faible contribution correspondante au pic).

Tableau 4.1 : Contribution de l'engrènement des granulats.

<i>Poutres</i>	<i>Etat de chargement</i>	<i>V_{agg} (kN)</i>		
		<i>Walraven</i>	<i>Bazant</i>	<i>MCFT</i>
<i>D1</i>	<i>100%</i>	<i>7.99</i>	<i>30.28</i>	<i>10.94</i>
	<i>95%</i>	<i>33.88</i>	<i>41.65</i>	<i>44.24</i>
	<i>87%</i>	<i>51.79</i>	<i>42.02</i>	<i>59.92</i>
<i>D2</i>	<i>100%</i>	<i>21.32</i>	<i>22.68</i>	<i>39.90</i>
	<i>95%</i>	<i>73.87</i>	<i>55.06</i>	<i>114.93</i>
	<i>87%</i>	<i>97.24</i>	<i>88.24</i>	<i>126.88</i>
<i>D3</i>	<i>100%</i>	<i>46.46</i>	<i>19.80</i>	<i>50.13</i>
	<i>95%</i>	<i>115.28</i>	<i>62.35</i>	<i>92.56</i>
	<i>87%</i>	<i>116.64</i>	<i>87.47</i>	<i>73.02</i>

À partir du Tableau 4.1, on peut noter que, pour les trois modèles, lorsque la taille de la poutre augmente, une augmentation de la contribution d'engrènement du granulat à la transmission d'effort de cisaillement aux appuis est observée. Ces augmentations sont liées aux effets combinés d'échelle et de formes de fissures. Les grandes poutres avec des fissures courbées développent plus d'engrènement de granulats dans la partie la plus inclinée à cause du glissement prononcé, tandis que l'ouverture de la fissure est dominante dans la partie linéaire. Pour les trois modèles, juste après le pic (95 % post-pic), la contribution du transfert par engrènement à la capacité de cisaillement augmente. Ce comportement est révélateur d'un déphasage dans l'activation de la capacité de la poutre en réponse à la demande exigée.

4.2 Contraintes résiduelles de traction

Comme le béton est un matériau quasi-fragile, sa contribution lors d'une sollicitation en traction est souvent ignorée dans le dimensionnement de structures en béton armé. Cependant, à l'état limite de service, comme à l'état limite ultime, la quantification de cette modeste contribution devient nécessaire (voire obligatoire) afin d'assurer une maîtrise parfaite de la vie et de la survie d'un ouvrage ou d'une structure.

Mécanismes de Transfert

Dans une fissure générée par sollicitation de traction, les « ponts » entre les deux lèvres de cette fissure permettent le transfert des contraintes résiduelles de traction jusqu'à ce que la fissure atteigne une certaine ouverture critique (w_c). Au-delà de cette ouverture, aucune contrainte de traction n'est transférée par le béton. Il devient ainsi important d'évaluer cette dépendance à la cinématique d'ouverture, car, comme nous l'avons déjà vu auparavant (premier mécanisme), dans certaines situations c'est la cinématique de glissement qui est activée laissant « le temps » à la cinématique d'ouverture de demeurer stationnaire.

D'un point de vue de la modélisation du comportement en traction du béton, la réponse post-pic peut être décrite par une relation adoucissante entre les contraintes résiduelles de traction (σ_{res}) et l'ouverture de la fissure (w) comme le montre la Figure 4.4. Ce comportement adoucissant peut être appréhendé selon plusieurs approches. Dans notre cas, le modèle proposé par Hordijk (Hordijk 1992) est adopté pour la quantification de la relation qui relie les contraintes résiduelles aux cinématiques d'ouverture. Le modèle de Hordijk se base sur l'équation suivante (4.9):

$$\sigma_{res} = f_{ctm} \left[\left(1 + \left(b_1 \frac{w}{w_c} \right)^3 e^{-b_2 \frac{w}{w_c}} - \frac{w}{w_c} (1 + b_1^3) e^{-b_2} \right) \right] \quad (4.9)$$

Où : f_{ctm} [MPa] représente la résistance de traction moyenne du béton, $b_1 = 3,0$ et $b_2 = 6,93$ sont des constants du modèle (Hordijk 1992). La valeur critique de l'ouverture de la fissure w_c [μm] peut être calculée selon l'équation suivante :

$$w_c = 5,14 \frac{G_F}{f_{ctm}} \quad [\mu\text{m}] \quad (4.10)$$

L'énergie de fissuration peut être calculée directement à partir de la formule proposée par le modèle code FIB 2010 (FIB 2011) comme suite :

$$G_F = 73 f_{cm}^{0,18} \quad [\text{N/m}] \quad (4.11)$$

Avec : f_{cm} [MPa] la résistance de compression du béton.

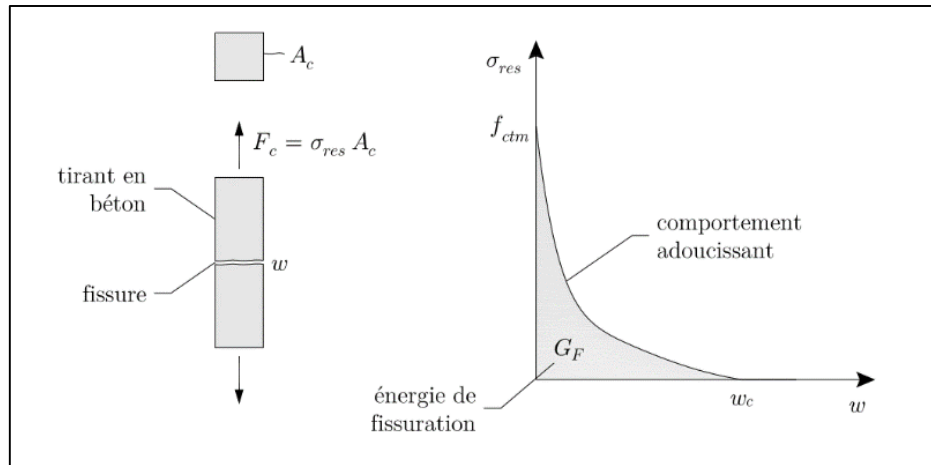


Figure 4.4 : Comportement adoucissant du béton sous la traction (Campana 2012).

L'effort tranchant transmis dans la zone de la fissuration avec des ouvertures inférieures à l'ouverture critique (w_c) peut être estimé par l'intégration des contraintes résiduelles de traction sur la longueur de la zone d'interface en prenant en considération l'inclinaison de la fissure :

$$V_{res} = \int_{\xi=0}^{\xi} b \sigma_{agg}(\xi) \cdot \cos \alpha_{cr}(\xi) \cdot d\xi \quad (4.12)$$

En se basant sur les mesures de corrélation d'images DIC et en considérant une ouverture critique de l'ordre de $w_c = 207,17 \mu\text{m}$, la contribution des contraintes résiduelles à la transmission de l'effort tranchant aux appuis est quantifiée.

Dans le Tableau 4.2, cette quantification est quantifiée pour chaque taille et à différents taux de chargement. Pour toutes les poutres testées, la contribution des contraintes résiduelles de traction à la transmission de la force de cisaillement joue un rôle très faible comparé aux autres mécanismes. La présence de fissures avec de grandes ouvertures affecte le mode de transmission par contrainte résiduelle. Ce mode de transmission a un effet très limité surtout pour les poutres de grandes hauteurs ce qui permet de justifier qu'il soit négligé dans le calcul de la capacité de cisaillement.

Tableau 4.2 : Contribution des contraintes résiduelles de traction.

Poutres	D1			D2			D3		
Etat de chargement	100%	95%	87%	100%	95%	87%	100%	95%	87%
V_{res} (kN)	0.050	0.048	0.011	0.065	0.027	0.077	0.005	0.000	0.000

4.3 Effet de Goujon

En l'absence des armatures transversales, l'effet de Goujon exprime la capacité des armatures longitudinales à transférer, aux appuis, la sollicitation générée par un effort tranchant. La quantité d'armatures tendues ainsi que leur positionnement et la contrainte de traction du béton sont des paramètres importants qui influencent la capacité de transmission de l'effort tranchant par effet de Goujon (Baumann 1968). Une résistance de traction élevée peut améliorer la résistance de l'effet de Goujon et limiter ainsi les ouvertures des fissures horizontales. La Figure 4.5 montre les champs de déformation verticale (ϵ_{yy}) obtenus par le processus de corrélation d'images à différents taux de chargement. Les lignes horizontales indiquent le positionnement des armatures longitudinales. Les intersections entre les fissures diagonales et les armatures longitudinales sont repérées (positions entourées par des cercles). L'action du Goujon commence à prendre effet au niveau de ces intersections.

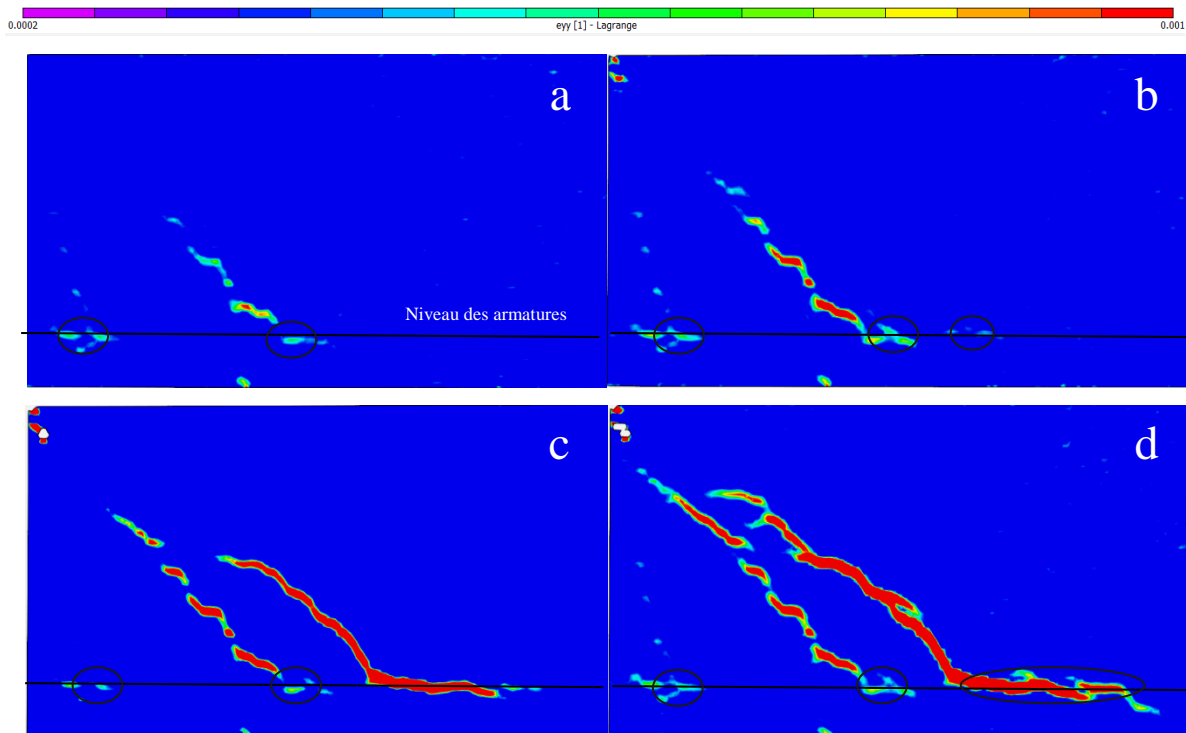


Figure 4.5 : Champs de déformations verticale de la poutre D11 à différents taux de chargement : (a) 87% Avant-Pic, (b) 100% Pic, (c) 96% Post-Pic, et (d) 90% Post-Pic.

L'évolution des ouvertures de fissures critiques en fonction des déformations des aciers est rappelée dans la Figure 4.6. L'ouverture C_w obtenue par DIC est mesurée au niveau des intersections marquées dans la Figure 4.5. Concernant cette figure, certaines observations ont été déjà avancées dans le troisième chapitre. Pour les petites poutres, de faibles ouvertures de fissures sont observées. L'effet d'échelle sur les ouvertures de fissures critiques est bien illustré. Le transfert de contraintes du béton à l'armature est beaucoup plus important dans les

petites poutres. Les grandes déformations mesurées dans les aciers correspondent aux faibles ouvertures. L'effet Goujon est beaucoup plus prononcé dans les petites poutres (de faibles hauteurs).

La fissure critique se propage souvent le long de l'armature de flexion provoquant ainsi un déchaussement de celle-ci. D'autres fissures secondaires (de flexion), peuvent se propager horizontalement. Dans la zone tendue, le long des armatures longitudinales, les ouvertures des fissures horizontales sont principalement liées à la résistance du béton à la traction et à la présence des armatures transversales ou des fibres. Ces dernières peuvent retarder les ouvertures et augmenter l'effort dû à l'action de Goujon.

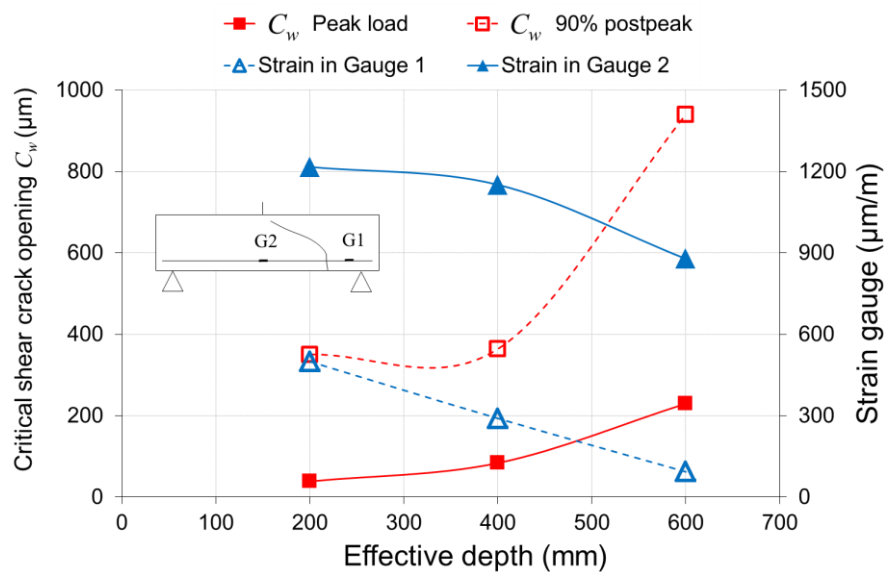


Figure 4.6 : Ouvertures de la fissure diagonale de cisaillement vs. Déformations des aciers.

Dans ce programme expérimental, la capacité des armatures longitudinales à transférer l'effort tranchant aux appuis est liée directement à la résistance à la traction (absence d'armatures transversales et de fibres). Les résultats de la Figure 4.5 qui montre une illustration du processus de propagation des fissures dans une poutre avec mesures du champ correspondant à la composante verticale du tenseur de déformations sont assez significatifs. Cette composante est responsable de la dégradation du béton en traction le long des armatures longitudinales. On peut observer qu'au pic, la fissure qui se propagera horizontalement n'est pas encore amorcée. Après le pic, la propagation de la fissure horizontale est déclenchée et les valeurs des déformations verticales ϵ_{yy} deviennent importantes. Ce phénomène est également observé dans les autres poutres (D12, D21, D22, D31, et D32). La différence réside principalement dans la distance (mesurée à partir de l'appui) où s'amorce la fissure

Mécanismes de Transfert

horizontale ainsi que dans la cinématique de l'ouverture qui est influencée explicitement par l'effet d'échelle.

Afin de pouvoir appréhender l'influence des paramètres affectant l'action de Goujon (diamètre des barres, l'enrobage du béton et sa résistance, la distance entre la fissure critique de cisaillement et l'appui), nous proposons de modéliser le phénomène par une approche simplifiée. L'objectif final est de pouvoir quantifier la contribution de cette action à la capacité maximale de résistance au cisaillement. Pour ce faire, une modélisation du corps rigide (armature et béton d'enrobage) est adoptée comme le montre la Figure 4.7 (a). Le béton (l'enrobage) est représenté par une série de ressorts encastrés avec un modèle élastique jusqu'à la fissuration puis adoucissant (voir Figure 4.7 (b-d)).

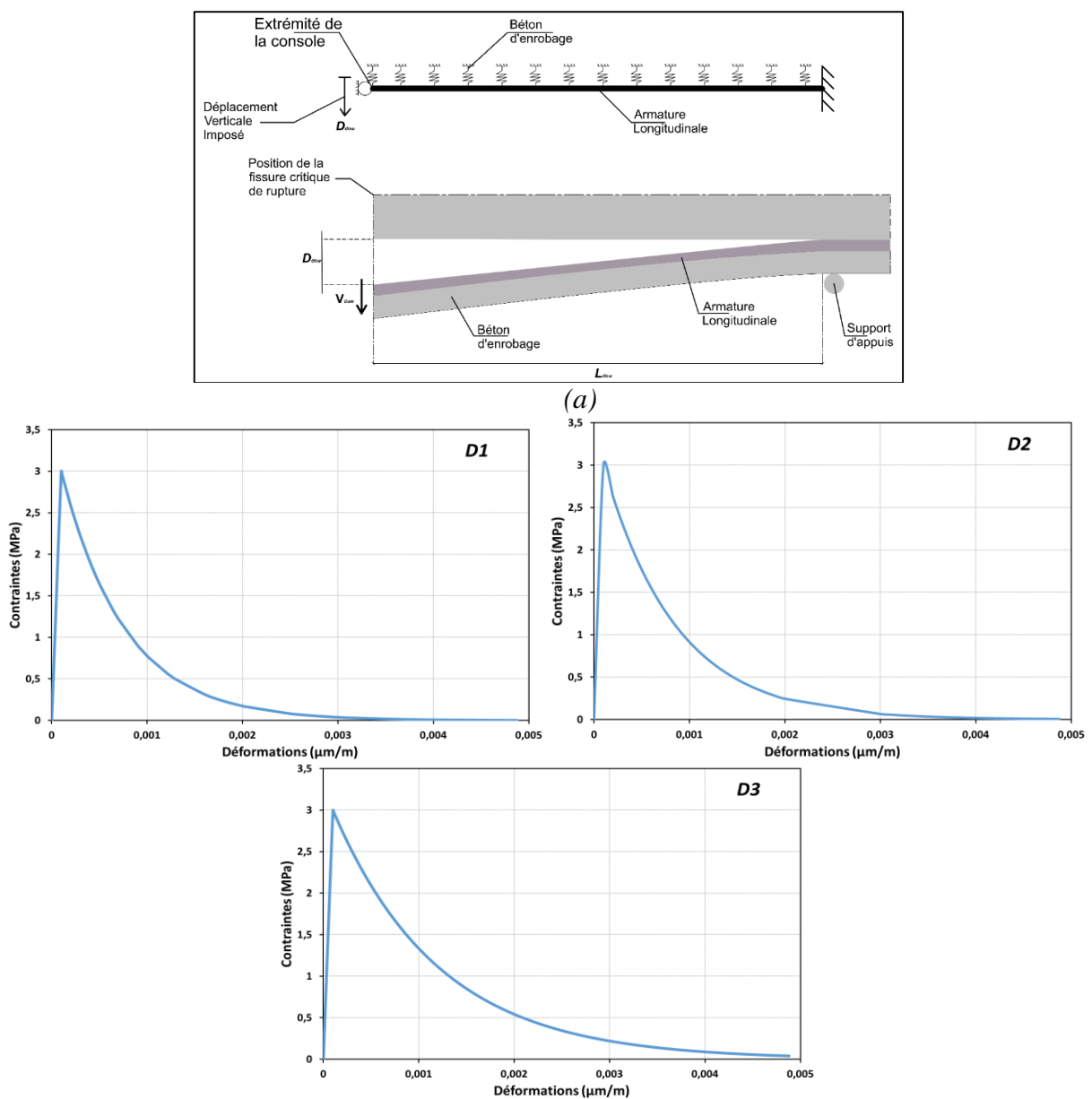


Figure 4.7 : (a) Modélisation de l'effet de goujon, et (b) : Lois contrainte-Déformation des poutres.

Mécanismes de Transfert

Les ressorts possèdent une surface efficace ($A_{c,ef} = b_{ef} l_c$) qu'est le produit entre la distance entre deux ressorts successifs (l_c) et la largeur efficace de la poutre ($b_{ef} = b - 3d_b$) où b représente la largeur la poutre et d_b le diamètre des armatures longitudinales. Le modèle d'endommagement de Fichant(Fichant 1996)est considéré pour modéliser le comportement adoucissant du béton. Ce modèle est capable de reproduire le comportement du béton sous différentes sollicitations (voir Figure 4.8).Sans considérer la partie plastique du modèle, les lois décrivant les évolutions des variables statiques et cinématiques sont :

$$D = 1 - \frac{\varepsilon_{d0}}{\varepsilon_e} e^{[\beta(\varepsilon_{d0} - \varepsilon_e)]} \quad (4.13)$$

$$\sigma_{ij} = (1 - D)E\varepsilon_{ij}^e \quad (4.14)$$

$$\varepsilon_e = \sqrt{\langle \varepsilon_{1e} \rangle^2 + \langle \varepsilon_{2e} \rangle^2 + \langle \varepsilon_{3e} \rangle^2} = \sqrt{\sum_{i=1}^3 \langle \varepsilon_{ie} \rangle^2} \quad (4.15)$$

D est la variable d'endommagement, ε_{d0} est le seuil d'endommagement amorçant la phase adoucissante. σ_{ij} et ε_{kl} sont les tenseurs de contraintes et de déformations élastiques respectivement. ε_e est la déformation équivalente. Une régularisation énergétique est adoptée afin d'avoir une réponse objective, quels que soient le nombre de ressorts utilisés et leurs dimensions. Le paramètre contrôlant l'adoucissement β est calculé en fonction de l'énergie de fissuration G_f et la hauteur de l'élément h , $\beta = \frac{hf_t}{G_f}$.

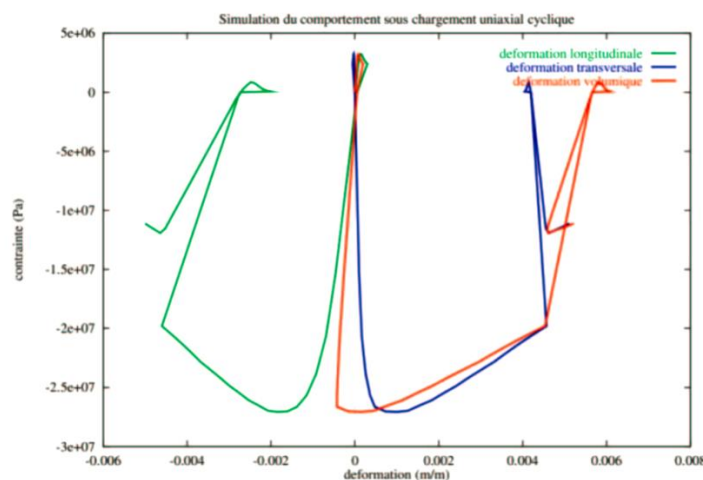


Figure 4.8 : Comportement uniaxial du béton (La Borderie 2003).

Pour l'acier, un comportement élasto-plastique parfait est considéré avec une limite d'élasticité $f_y=500MPa$.

Mécanismes de Transfert

Une donnée géométrique est requise pour effectuer la modélisation. La distance entre les supports d'appuis et l'intersection de la fissure diagonale avec les armatures de flexion (L_{dow}) est extraite des mesures effectuées par la corrélation d'images. Les valeurs de ces distances sont approximativement de :200mm pour la poutre D1, 400mm pour la poutre D2 et de 600mm pour la poutre D3. Le nombre des ressorts change d'une taille à l'autre, mais la distance entre deux ressorts successifs a été gardée constante ($l_c=10mm$). Le chargement est appliqué sous forme d'un déplacement imposé à l'extrémité libre de la console ou la fissure horizontale amorce sa propagation. La courbe de capacité de la poutre console est ainsi obtenue. La force représente la valeur de l'effort tranchant pouvant être transmis par action de Goujon.

Le Tableau 4.3 fournit les valeurs des efforts de Goujon de chaque poutre. Les résultats montrent que la distance L_{dow} a un effet significatif sur la participation de l'effet de Goujon. Sa contribution dans la petite poutre D1 est plus importante comparée à celles des deux autres (D2 et D3). Cette contribution est de l'ordre de 13-15 % de l'effort tranchant appliqué pour la poutre D1, de 6-8% pour la poutre D2. Une faible contribution pour la poutre D3 est observée (4-5%).

Ces résultats de modélisation sont en phase avec les valeurs de déformation mesurées avec les jauges. L'effet Goujon apporte une contribution significative pour des petites poutres présentant des fissures rectilignes non courbées permettant le transfert direct de l'effort tranchant aux appuis (bielle de transmission directe).

Tableau 4.3 : Contribution de l'effet de Goujon

Poutres	D1			D2			D3		
Etat de chargement	100%	95%	87%	100%	95%	87%	100%	95%	87%
V_{dow} (kN)	8.10	8.10	8.10	7.12	7.12	7.12	5.74	5.74	5.74

4.4 Zone non fissurée (zone de compression)

L'effort de cisaillement peut aussi être transmis par la zone non fissurée du béton (zone de compression Figure 4.9). La contribution de cette zone peut être calculée par la théorie classique des poutres en utilisant les contraintes de cisaillement qui s'y développent.

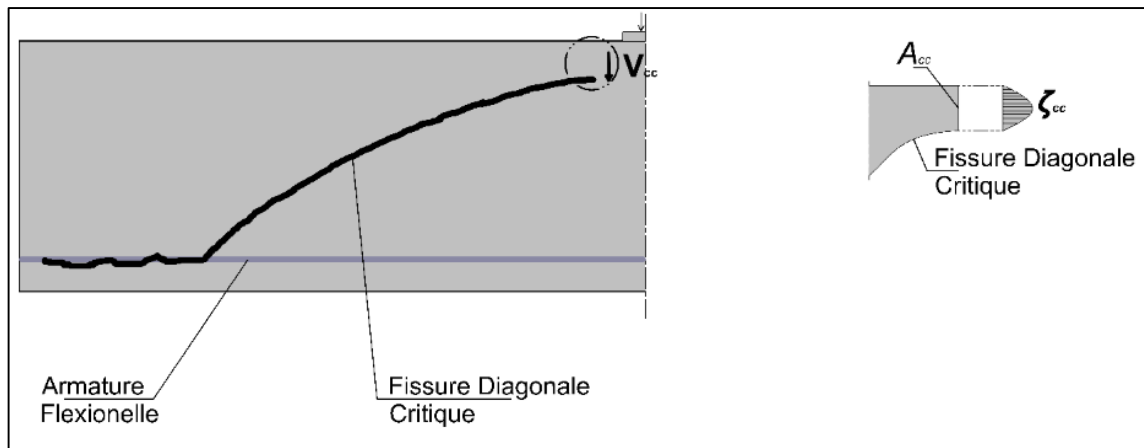


Figure 4.9 : Contribution de la zone de compression et la distribution des contraintes dans la zone non fissurée.

Cette contribution peut être exprimée par l'équation (4.16):

$$V_{cc} = \int \tau_{xy} dA_{cc} \quad (4.16)$$

où : τ_{xy} présente la contrainte de cisaillement sur la hauteur de la zone de compression (c), et $dA_{cc} = b_w \int dc$ est la section transversale de la zone non-fissurée.

La contrainte de cisaillement dans le plan de la poutre τ_{xy} peut être estimée par une loi élastique classique : $\tau_{xy} = G \varepsilon_{xy}$, où G représente le module de cisaillement du béton, et ε_{xy} la déformation de cisaillement du béton. Cette dernière peut être obtenue à l'aide des analyses des résultats de la corrélation d'images DIC.

Durant les essais, les fissures s'arrêtent de se propager à certaines hauteurs à des niveaux différents d'une poutre à l'autre (Figure 4.10, Figure 4.11 et Figure 4.12). La hauteur de la zone de compression varie d'une poutre à l'autre. La comparaison des rapports (zone de compression / Hauteur utile de la poutre) montre que la petite poutre présente un rapport légèrement supérieur aux autres poutres (pour D1 on obtient un rapport de 0.42, pour D2 un rapport de 0.35, et pour la grande poutre D3, un rapport de 0.30 est obtenu). Une progression lente de la fissure critique permet à la zone de compression de contribuer de manière efficace à la résistance au cisaillement.

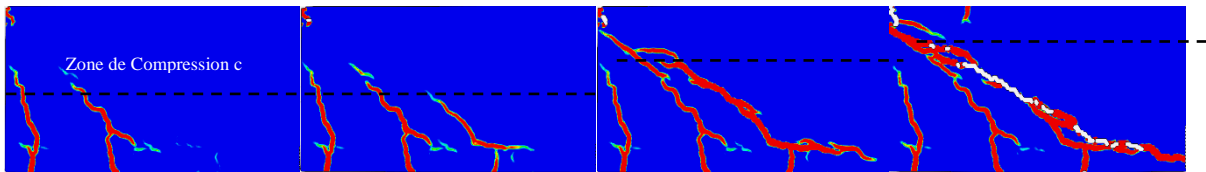


Figure 4.10 : Variation de la hauteur de la zone de compression durant le développement et la propagation des fissures dans la poutre D1 (D11).

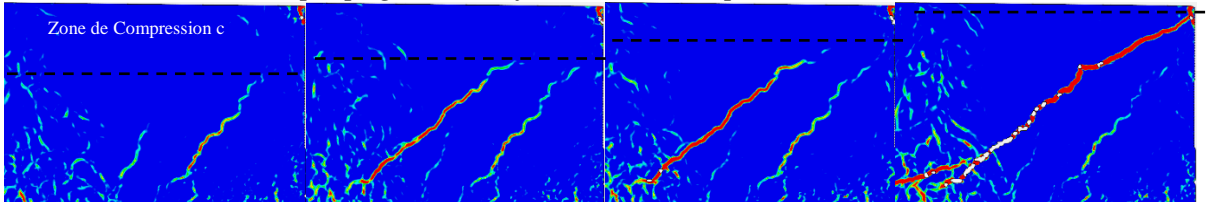


Figure 4.11 : Variation de la hauteur de la zone de compression durant le développement et la propagation des fissures dans la poutre D2 (D21).

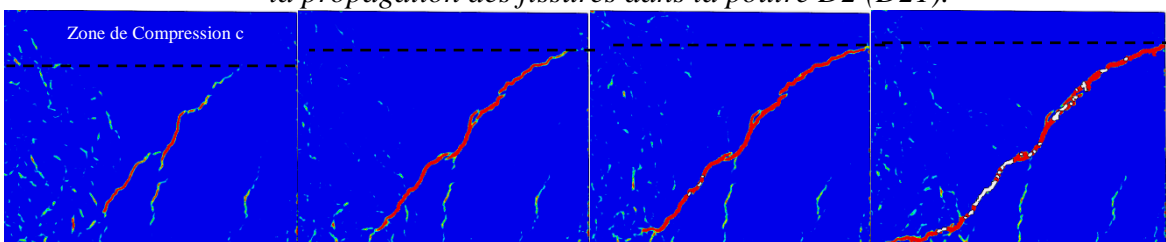


Figure 4.12 : Variation de la hauteur de la zone de compression durant le développement et la propagation des fissures dans la poutre D3 (D32).

Cette contribution à la transmission des efforts aux appuis est directement liée à la hauteur de la zone nonfissurée indiquée dans les figures (Figure 4.10, Figure 4.11 et Figure 4.12). Les dimensions de cette zone dépendent de plusieurs paramètres : la forme de la fissure critique du cisaillement, les dimensions de la poutre. Comme nous l'avons déjà évoqué auparavant, ces deux derniers paramètres sont interdépendants. Ce mode de transfert ne doit pas être confondu avec un transfert causé par la formation directe des bielles de compression reliant le point d'application de la charge aux appuis.

A l'aide des résultats de la corrélation d'images, deux paramètres peuvent être identifiés : la composante de cisaillement du tenseur de déformation et la hauteur de la zone de compression. Après identification de ces deux paramètres, pour quantifier la contribution de la zone de compression à la transmission de l'effort tranchant, l'équation (4.16) est utilisée.

Le Tableau 4.4 résume les valeurs de forces de cisaillement de chaque taille à différent état de chargement. Les résultats montrent une diminution de la contribution de la zone non fissurée après pic causée par une avancée progressive de la fissure critique dans la zone de compression. D'un point de vue effet d'échelle, la contribution de ce mécanisme dans la poutre D3 (2,5 – 3% de l'effort tranchant appliqué) est supérieure à celles des deux autres.

Mécanismes de Transfert

Une diminution de cette contribution est observée quand la hauteur de la poutre diminue. La poutre D1 donne des valeurs plus faibles (0,7-0,8% de l'effort tranchant appliqué). La contribution de la zone de compression est dépendante de la dimension des poutres, car la hauteur de cette zone est directement liée à la hauteur totale. Ce qui implique un effet d'échelle sur la contribution de la zone de compression.

Tableau 4.4 : Contribution de la zone de compression non-fissurée.

<i>Poutres</i>	<i>D1</i>			<i>D2</i>			<i>D3</i>		
<i>Etat de chargement</i>	100%	95%	87%	100%	95%	87%	100%	95%	87%
<i>V_{cc} (kN)</i>	0.48	0.45	0.45	2.22	1.48	2.02	3.25	2.81	2.74

Dans le Tableau 4.5, nous récapitulons toutes les contributions discutées précédemment. Une comparaison entre la somme des contributions évaluées séparément et la valeur de l'effort tranchant expérimentale est aussi présentée.

Tableau 4.5 : Contribution de chaque mode de transmission et comparaison globale

Poutres	Chargement	V_{agg} (kN)			V_{res} (kN)	V_{cc} (kN)	V_{dow} (kN)	ΣV_i (kN)			V_{exp}^* (kN)
		Walraven	Bazant	MCFT				Walraven	Bazant	MCFT	
D1	100% Pic	7.99	30.28	10.94	0.050	0.48	8.10	16.27	38.91	19.57	61.09
	95% Post-Pic	33.88	41.65	44.24	0.048	0.45	8.10	42.48	50.27	52.83	59.08
	87% Post-Pic	51.79	42.02	59.92	0.011	0.45	8.10	60.31	50.58	68.48	53.38
D2	100% Pic	21.32	22.68	39.90	0.065	2.22	7.12	30.72	32.04	49.30	101.80
	95% Post-Pic	73.87	55.06	114.93	0.027	1.48	7.12	82.50	63.68	123.55	96.60
	87% Post-Pic	97.24	88.24	126.88	0.077	2.02	7.12	106.45	97.45	136.097	89.70
D3	100% Pic	46.46	19.80	50.13	0.005	3.25	5.74	55.45	28.80	59.12	145.63
	95% Post-Pic	115.28	62.35	92.56	0.00	2.81	5.74	123.83	70.90	101.11	139.95
	87% Post-Pic	116.64	87.47	73.02	0.00	2.74	5.74	125.12	95.95	81.50	131.08

4.5 Engrenement du granulat des poutres

Comme le montrent les résultats du Tableau 4.5, la contribution du mécanisme d'engrenement du granulat est supérieure à celles des autres mécanismes. Dans cette section, nous allons suivre l'évolution de la contribution par engrenement le long du processus de chargement.

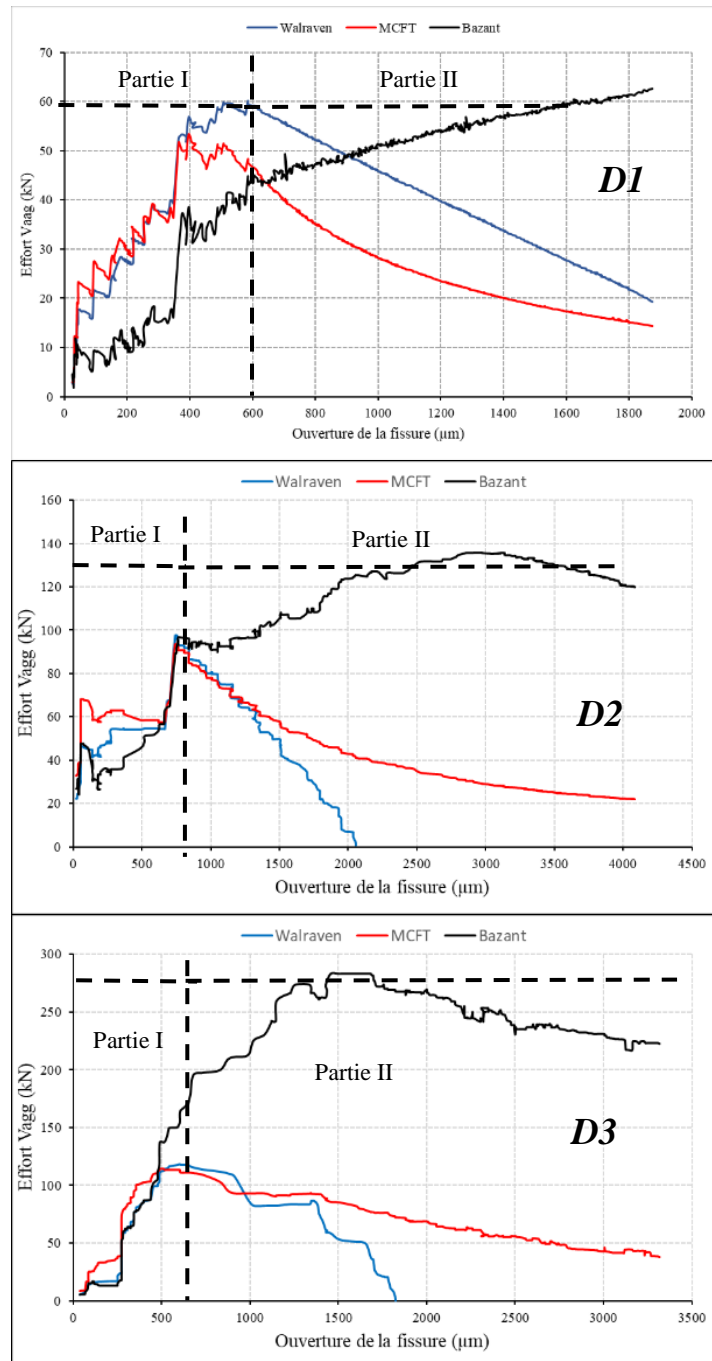


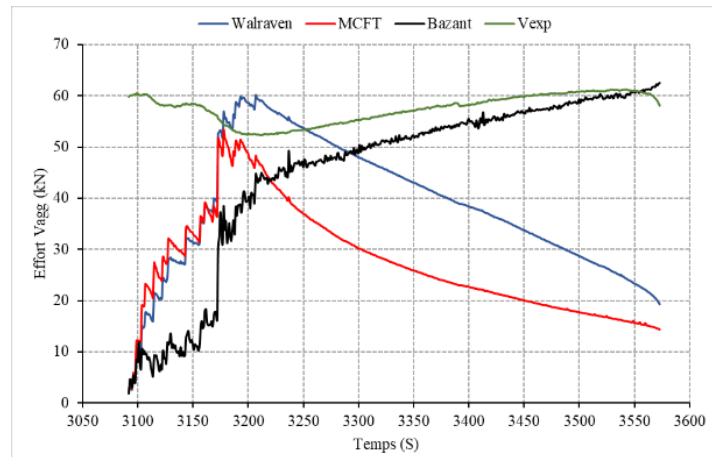
Figure 4.13 : Effort tranchant transmis par l'engrenement des granulats en fonction de l'ouverture de la fissure critique de cisaillement.

Mécanismes de Transfert

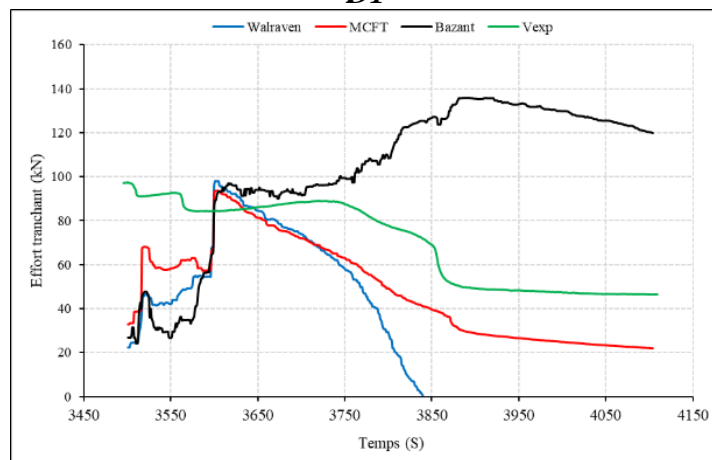
Par application des équations (4.2) à (4.7) (qui donnent les contraintes tangentielles et normales d'engrènement du granulat) et l'équation (4.8) (pour le calcul de l'effort tranchant transmis par ce mécanisme), l'évolution temporelle de la contribution V_{agg} en fonction de l'ouverture de la fissure au point d'intersection de la fissure critique et les armatures longitudinales est tracée dans la Figure 4.13. Les résultats confirment que l'engrènement du granulat joue un rôle décisif dans la résistance de cisaillement. Cette contribution dépend essentiellement des variables cinématiques (ouverture de fissure critique et glissement) et l'angle d'inclinaison de la fissure. Les courbes présentées dans la Figure 4.13 peuvent être divisées en deux parties : pour les trois poutres, la première partie varie de 0 à environ $600 \mu m$, et la deuxième partie de $600 \mu m$ jusqu'à la fin du processus. La première partie montre que les trois modèles présentent une augmentation rapide de V_{agg} .

Par contre dans la deuxième partie, la contribution évaluée par le modèle de Bazant continue à augmenter avec une cinématique ralentie, tandis que les autres modèles prédisent une diminution continue.

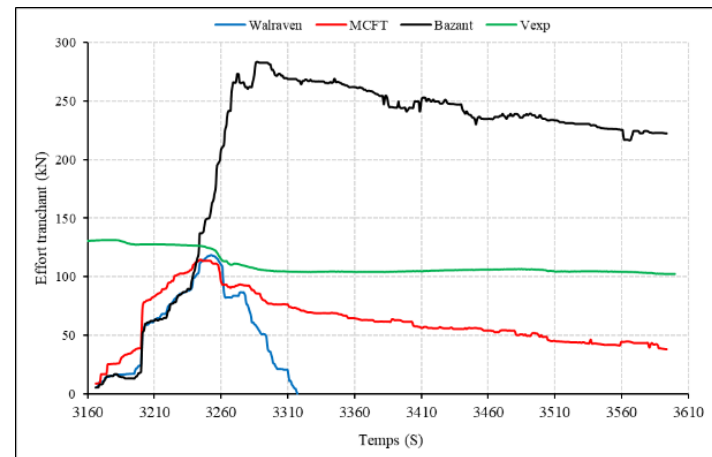
La Figure 4.14 illustre une comparaison entre V_{agg} calculé par les modèles et l'effort tranchant obtenu expérimentalement. La comparaison entre les trois modèles et l'effort tranchant expérimental dans la partie I avant la formation totale de la fissure critique montre que la prise en compte de l'effort d'engrènement des granulats des autres fissures agissantes sur la poutre peut contribuer à quantifier de manière plus précise le rôle de ce mode de transmission. Par contre après formation totale de la fissure critique de cisaillement (Partie II), il est observé par l'application des modèles de Walraven et MCFT que V_{agg} est inférieur à la valeur expérimentale V_{exp} . Ceci est dû d'une part à la non prise en compte la contribution des autres mécanismes de transmission (Zone de compression et l'effet de goujon), et d'autre part à la formulation de ces deux modèles. Par ailleurs, le modèle de Bazant présente des valeurs plus proches des valeurs obtenues expérimentalement.



D1



D2



D3

Figure 4.14 : Comparaison entre l'effort tranchant expérimental et la contribution d'engrènement du granulat pour les trois modèles étudiés.

Cette analyse montre que l'effet d'engrènement des granulats a une contribution significative à la transmission d'effort tranchant aux supports pour les poutres en béton armé sans armatures transversales.

4.6 Conclusions

Dans ce chapitre, une analyse expérimentale/théorique a été établie afin de quantifier les différents modes de transmission de l'effort de cisaillement dans les poutres sans armatures transversales sur la base des cinématiques (ouverture et glissement) de fissuration en utilisant des relations constitutives reliant les variables statiques et cinématiques. Les conclusions principales sont les suivantes :

- La contribution de l'engrènement des granulats est le mode le plus dominant dans les poutres en béton armé sans armatures transversales. Ce mode de transmission est influencé par la forme et la cinématique de la fissure critique de cisaillement. Ce mode de transfert est dépendant de l'effet d'échelle.
- La contribution des contraintes résiduelles de traction est négligeable à cause des grandes ouvertures de la fissure critique de cisaillement.
- La distance entre l'appui et l'intersection entre les armatures de flexion et la branche inclinée de la fissure diagonale de cisaillement a une influence directe et significative sur la contribution de l'effet de goujon. Celui-ci est indépendant de la taille des éléments.
- La quantification de la contribution de la zone de compression nonfissurée est basée sur la distribution des déformations sur la hauteur de cette zone. Ce mode de transmission est influencé aussi par la taille des éléments. Plus la hauteur de la poutre est grande, plus la contribution est significative.

Conclusions & Perspectives

La rupture par cisaillement des structures en béton armé fait toujours l'objet d'investigations fondamentales et expérimentales. Le nombre important de tests expérimentaux réalisés ces dernières années a permis de cerner l'influence de certains paramètres (travée de cisaillement, pourcentage d'armatures.), mais l'influence d'autres paramètres tel que l'effet d'échelle sur le cisaillement reste mal connu et mérite plus d'investigations. Les méthodes de dimensionnement se basent principalement sur les codes réglementaires (EC2, ACI, ...). Ces dernières sont étayées par des données expérimentales leur permettant de valider les formules empiriques (ou semi-empiriques) proposées. Les bases de données expérimentales montrent que les essais sont effectués dans une gamme peu représentative des dimensions réelles des structures/ouvrages conçus. L'extrapolation est souvent effectuée sans tenir compte des mécanismes associés au changement d'échelle. L'étendue de l'applicabilité des résultats de tests, et par conséquent des règles de calculs, reste une tâche extrêmement difficile. Le développement d'une théorie solide permettra de justifier le passage à des échelles supérieures, encore faut-il que les différents mécanismes associés à une rupture par cisaillement soient correctement décrits.

Cette thèse est une contribution à la compréhension de la rupture par cisaillement. Le comportement des poutres en BA non armées transversalement soumises au cisaillement a été étudié. Des poutres de tailles différentes, mais géométriquement similaires sont testées. Le processus de rupture a été suivi par deux techniques expérimentales (Emission acoustique et corrélation d'images numériques). Les mécanismes de transfert de l'effort tranchant ont été analysés. Une attention particulière a été accordée à l'analyse de l'influence de la taille des poutres sur l'évolution des variables statiques et cinématiques en utilisant différents modèles. Les conclusions suivantes peuvent être tirées :

- L'effet d'échelle sur la résistance au cisaillement est évident. Les grandes tailles sont associées à une diminution de la capacité de cisaillement. Pour la configuration choisie ($a/d = 2,5$), la hauteur effective n'affecte pas le mode de rupture. La comparaison entre les résultats expérimentaux et les valeurs obtenus par l'application des équations proposées par les codes de conception (EC2, ACI-318, FIB 2010) montre une sous-estimation de la résistance de cisaillement

Conclusions et Perspectives

par ces derniers. Seul le modèle de Bazant a été jugé adéquat pour l'estimation de l'effort tranchant résistant avec effet d'échelle.

- Une rupture par cisaillement diagonale a été observée pour les éléments testés. Comme souligné précédemment, le même mode de rupture a été observé indépendamment de la taille. La technique de corrélation d'images (DIC) a été utilisée pour le suivi de la cinématique de fissuration. Pour toutes les poutres testées, après formation des fissures principales de flexion au milieu de la poutre, des fissures de flexion sont développées aux travées de cisaillement. Ces fissures s'inclinent et continuent à se propager vers le point d'application de charge avant qu'elles ne s'arrêtent à environ $0.3d$ à $0.4d$. Ces valeurs constituent une des clefs de développement de modèles basés sur la cinématique de fissure (shear crack theory, ...).
- La cinématique des fissures diagonales critiques a été analysée conjointement avec le suivi des déformations dans les armatures longitudinales. Comparé à l'effet de Goujon, l'engrènement des granulats est apparu comme le mode le plus dominant pour ces poutres en béton armé sans armatures transversales. Ce mode de transmission est influencé par la forme et la cinématique de la fissure critique de cisaillement. Ce mode de transfert est dépendant de l'effet d'échelle. La distance entre l'appui et l'intersection entre les armatures de flexion et la branche inclinée de la fissure diagonale de cisaillement a une influence directe et significative sur la contribution de l'effet de Goujon, jugé indépendant de la taille des éléments. La quantification de la contribution de la zone de compression non fissurée est basée sur la distribution des déformations sur la hauteur de cette zone. Ce mode de transmission est influencé aussi par la taille des éléments. À cause des grandes ouvertures des fissures critiques, le mode de transmission par contraintes résiduelle est également négligeable.
- La rupture par effort tranchant avec apparition d'une fissure critique de cisaillement est caractérisée par la présence de différents modes I, II et mixte. La technique d'Emission acoustique a été utilisée pour la séparation de ces modes et la quantification de l'endommagement associé à chaque mode. L'énergie absolue et la résistance du signal (SS) ont renseigné efficacement sur l'initiation des microfissures et sur la propagation des macro-fissures. Une bonne corrélation a été notée entre le taux de changement du CSS (Cumulative Signal Strength) ou la pente de la courbe CSS et l'augmentation d'endommagement

Conclusions et Perspectives

dans les structures. L'analyse de la valeur b a démontré la capacité à évaluer la transition de la microfissuration vers la macro-fissuration et par la suite l'ouverture de macro fissure. La valeur RA et la fréquence moyenne permettent de classer les différents modes de fissurations (Mode I traction, Mode II cisaillement et Mode III mixte) dans les structures en béton armé. Enfin, l'intégrité structurelle des membres en béton armé peut être suffisamment mesurée en se basant sur la technique d'analyse d'intensité.

Ce travail ouvre la voie à d'autres investigations et de nouveaux développements. Les mécanismes associés à la cinématique de la fissuration (engrènement des granulats, contraintes résiduelles) ont été assez bien suivis. Cependant, l'effet Goujon mérite davantage d'investigation. Dans les modèles théoriques, l'effort transmis par l'effet de goujon est relié principalement à la rigidité du corps d'armatures et l'enrobage du béton, ce qui implique seulement les caractéristiques du béton et aciers. En revanche, dans cette étude la position de la fissure critique par rapport aux appuis montre une influence directe sur la capacité du cisaillement. Il serait intéressant de continuer dans cette voie afin de prendre en compte ce paramètre dans les formules empiriques ou théoriques proposées.

La combinaison des deux techniques expérimentales pour le suivi d'une rupture par cisaillement constitue une des originalités de cette thèse. Cependant, les données provenant des deux techniques méritent davantage d'analyse. En effet, le processus statique de fissuration caractérisé par une chute de contraintes lors de l'amorçage d'une fissure critique de cisaillement peut être corrélé à l'analyse par émission acoustique (b -Value). Les résultats peuvent être assez originaux pour généralisation dans le cadre de suivi du comportement des structures et ouvrages réels.

Références Bibliographiques

Références bibliographiques

- ACI 318. 2008. *Building Code Requirements for Structural Concrete 318-08, and Commentary(318R-08)*.
- Aggelis, D. G. 2011. "Classification of Cracking Mode in Concrete by Acoustic Emission Parameters." *Mechanics Research Communications* 38(3): 153–57. <http://dx.doi.org/10.1016/j.mechrescom.2011.03.007>.
- Aki, K. 1965. "Maximum Likelihood Estimate of B in the Formula $\log(N)=a-bM$ and Its Confidence Limits." *Bull. Earthq. Res. Inst. Tokyo Univ* 34(1): 237–39.
- Alam, S.Y., Saliba, J., & Loukili, A. 2013. "Study of Evolution of Fracture Process Zone in Concrete by Simultaneous Application of Digital Image Correlation and Acoustic Emission." In *VIII International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures*, , 1–9.
- Alam, S. Y. 2011. "EXPERIMENTAL STUDY AND NUMERICAL ANALYSIS OF CRACK OPENING IN CONCRETE." école Centrale de Nantes, France.
- Alam, S. Y., and Loukili, A. 2012. "Application of Digital Image Correlation to Size Effect Tests of Concrete." In *7th International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures*, North Korea, 191–97.
- American Association of State Highways and Transportation Officials. 2004. *AASHTO LRFD (2004). AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*.
- Angelakos, D., Bentz, E.C. & Collins, M.P. 2001. "Effect of Concrete Strength and Minimum Stirrups on Shear Strength of Large Members." *ACI Structural Journal* 98(3): 290–300.
- ASCE_ACI Committee 445 on Shear and Torsion. 1998. "Recent Approaches to Shear Design of Structural Concrete." *ASCE Journal of Structural Engineering* 124(12): 1375–1417.
- ASCE-ACI Committee 426. 1973. "The Shear Strength of Reinforced Concrete Members." *Structural Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineerings* 99(ST6): 1091–1187.
- ASTM. 2006. *Standard Terminology for Nondestructive Examinations*.
- Balazs, G.L., Grosse, C.U., Koch, R., Reinhardt, H.W. 1996. "Damage Accumulation on Deformed Steel Rebar to Concrete Interaction Detected by Acoustic Emission Technique." *Magazine of Concrete Research* 48(177): 311–20.
- Baumann, H. 1968. "Tests to Study the Dowel Action of the Bending Tension Reinforcement of Reinforced Concrete Beams." *Bericht Nr. 77, Munich Technischen Hochschule*.

Références Bibliographiques

- Bazant, Z. P., Kazemi, M. T. 1991. "Size Effect on Diagonale Shear Failure of Beams without Stirrups." *ACI Jouranl* 88(3): 268–76.
- Bazant, Z. P. and Kim, J. K. 1984. "Size Effect in Shear Failure of Longitudinally Reinforced Beams." *ACI Jouranl* 81(5): 456–68.
- Bazant, Z.P., SUN, H.H. 1987. "Size Effect in Diagonal Shear Failure: Influence of Aggregate Size and Stirrups." *ACI Materials Journal* 84(4): 259–72.
- Bazant Z. P., Gambarova P. G. 1980. "Rough Cracks in Reinforced Concrete." *Journal of Structural Division, ASCE* 106(ST4, Paper No: 15330): 819–42.
- Behinia, A. 2015. "CHARACTERIZATION OF FRACTURE BEHAVIOR OF CONCRETE STRUCTURAL ELEMENTS USING ACOUSTIC EMISSION TECHNIQUE ARASH BEHNIA THESIS SUBMIT." UNIVERSITY OF MALAYA KUALA LUMPUR.
- Behnia, A., Hwa, K. C., and Tomiko, S. 2014. "Advanced Structural Health Monitoring of Concrete Structures with the Aid of Acoustic Emission." *Construction and Building Materials* 65(1): 282–302. <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.04.103>.
- Bentz, E. C. 2010. *MC210: Shear Strength of Beams and Implications of New Approaches*.
- Van Bohemen, S. M. C. 2004. "An Acoustic Emission Study of Martensitic and Bainitic Transformations in Carbon Steel." Delft University of Technology.
- Bohigas, A. C. 2002. "Shear Design of Reinforced High-Strength Concrete Beams." Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona.
- La Borderie, C. 2003. "Stratégies et Modèles de Calculs Pour Les Structures En Béton." Université de Pau et des Pays de l'Adour, France.
- Bray, D. E., Stanley, R. K. 1997. *Nondestructive Evaluation*. ed. FL. CRC Press, Boca Raton.
- Bruck, H. A., McNeill, S. R., Sutton, M. A, and Peters, W. H. 1989. "Digital Image Correlation Using Newton-Raphson Method of Partial Differential Correction." *Experimental Mechanics* 29(3): 261–67.
- Campana, S. 2012. "FLEXION , EFFORT TRANCHANT ET FORCES DE DÉVIATION" Thèse Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL).
- Campana, S., Fernández Ruiz, M., Anastasi, A., Muttoni, A. 2012. "Analysis of Shear Transfer Actions on One-Way RC Members Based on Measured Cracking Pattern and Failure Kinematics." *Magazine of Concrete Research* 56(6): 386–404.
- Carpinteri, A. 1989. "Decrease of Apparent Tensile and Bending Strength with Specimen Size: Two Different Explanations Based on Fracture Mechanics." *International Journal of Solids and Structures* 25(4): 407–29. [http://dx.doi.org/10.1016/0020-7683\(89\)90056-5](http://dx.doi.org/10.1016/0020-7683(89)90056-5).

Références Bibliographiques

- Casanova, P. 1995. "BETONS RENFORCES DE FIBRES METALLIQUES, DU MATERIAU A LA STRUCTURE: Etude Expérimentale et Analyse Du Comportement de Poutres Soumises À La Flexion et À L'effort Tranchant." Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France.
- Chasiotis, I., Knauss, W. G. 2002. "A New Microtensile Tester for the Study of MEMS Material with the Aid of the Atomic Force Microscopy." *Experimental Mechanics* 42(1): 51–57.
- Cheng, P., Sutton, M. A., Schreier, H. W., and McNeill, S. R. 2002. "Full-Field Speckle Pattern Image Correlation with B-Spline Deformation Function." *Experimental Mechanics* 42(3): 344–52.
- Chiang, F. P. 2008. "Micro-/nano-Speckle Method with Applications to Materials, Tissue Engineering and Heart Mechanics." *Strain an International Journal for Experimental Mechanics* 44(1): 27–39.
- Cho, H., Altan, T. 2005. "Determination of Flow Stress and Interface Friction at Elevated Temperatures by Inverse Analysis Technique." *Materials Processing Technology* (64): 70.
- Choi, K.K., Sherif, A. G., Reda Taha, M. M., and Chung, L. 2009. "Shear Strength of Slender Reinforced Concrete Beams without Web Reinforcement: A Model Using Fuzzy Set Theory." *Journal of Engineering Structures* 31(3): 768–77.
- Chu, T. C., Ranson, W. F., Sutton, M. A. 1985. "Applications of Digital-Image-Correlation Techniques to Experimental Mechanics." *Experimental Mechanics* 25(3): 232–44.
- Collins, M. P., and Kuchma, D.A. 1999. "How Safe Are Our Large, Lightly Reinforced Concrete Beams, Slabs, and Footings." *ACI Structural Journal* 96(4): 482–90.
- Collins, M. P. & Mitchell, D. 1997. "Prestressed Concrete Structures." *Response Publications, Canada*: 152–349.
- Collins, M. P., Mitchell, D., Macgregor, J. G. 1993. "Structural Design Consideration for High Strength Concrete." *ACI Concrete International* 15(5): 27–34.
- Colombo, S., Forde, M.C., Main, I.C., Shigeishi, M. 2005. "Predicting the Ultimate Bending Capacity of Concrete Beams from the Relaxation Ratio Analysis of AE Signals." *Construction and Building Materials* 19: 746–54.
- Colombo, S., Main, I. C., Forde, M. C. 2003. "Assessing Damage of Reinforced Concrete Beam Using 'b -Value' Analysis of Acoustic Emission Signals." *Journal of Materials in Civil Engineering* 15(3): 180–286.
- Dei Poli, S., Di Prisco, M., Gambarova, P. 1992. "Shear Response, Deformations, and

Références Bibliographiques

- Subgrade Stiffness of a Dowel Bar Embedded in Concrete.” *ACI Structural Journal* 89(6): 665–75.
- . 1993. “Cover and Stirrup Effects on the Shear Response of Dowel Bar Embedded in Concrete.” *ACI Structural Journal* 90(4): 441–50.
- Destrebecq, J. F., Toussaint, E., Ferrier, E. 2011. “Analysis of Cracks and Deformations in a Full Scale Reinforced Concrete Beam Using a Digital Image Correlation Technique.” *Experimental Mechanics* 51(6): 879–90.
- Dutton, M. 2012. “DIGITAL IMAGE CORRELATION FOR EVALUATING STRUCTURAL ENGINEERING MATERIALS.” Queen’s University.
- EC2. 2005. *Eurocode 2 — Design of Concrete Structures — Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings*.
- Farhidzadeh, A. et al. 2012. “Monitoring Crack Propagation in Reinforced Concrete Shear Walls by Acoustic Emission.” *Journal of Structural Engineering* 139(12): 4013010. <http://ascelibrary.org/doi/10.1061/%28ASCE%29ST.1943-541X.0000781>.
- Fayyad, T. M., and , M. L.. 2014. “Application of Digital Image Correlation to Reinforced Concrete Fracture.” *Procedia Materials Science* 3(June): 1585–90.
- Fenwick, R.C., Paulay, T. 1968. “Mechanisms of Shear Resistance of Concrete Beams.” *ASCE J. Structural Engineering* 94(10): 2325–50.
- Fernández-Ruiz, M., Muttoni, A. 2009. “Applications of the Critical Shear Crack Theory to Punching of Reinforced Concrete Slabs with Transverse Reinforcement.” *ACI Structural Journal* 106(4): 485–94.
- FIB. 2010. *Shear and Punching Shear in RC and FRC Elements – Workshop 15-16 October 2010*.
- . 2011. *Fib Model Code 2010 Final Draft*. lausanne, Suisse.
- Fichant, S. 1996. “Endommagement et Anisotropie Induite Du Béton de Structures : Modélisations Approchées.” école normale supérieure de Cachan, France.
- Gambarova, P. G. 1981. “On Aggregate Interlock Mechanism in Reinforced Concrete Plate with Extensive Cracking.” *TRansactions, IABSE Colloquium Delft, On Advanced Machnics of reinforced Concrete, International Association for Bridge and Structural Engineering, Zurich*: 99–120.
- Gambarova, PG, Karakoç, C. 1983. “A New Approach to the Analysis of the Confinement Role in Regularly Cracking Concrete Elements.” In *7th Struct Mech in Reactor Tech*, , 251–61.
- Giachetti, A. 2000. “Matching Techniques to Compute Image Motion.” *Image and Vision*

Références Bibliographiques

- Computing* 18(3): 247–60.
- Giurgiutiu, V., Redmond, J., Roach, D., Rackow, K. 2000. “Active Sensors for Health Monitoring of Aging Aerospace Structures.” In *Proceedings of SPIE - The International Society for Optical Engineering*, , 294–305.
- Giurgiutiu, V., Rogers, C. 1997. “Electro-Mechanical (E/M) Impedance Method for Structural Health Monitoring and Nondestructive Evaluation.” In *Proceedings of International Workshop on Structural Health Monitoring*,.
- Golaski, L., Gebiski, P., Ono, K. 2002. “Diagnostics of Reinforced Concrete Bridges by Acoustic Emission.” *Journal of Acoustic Emission* 20: 83–98.
- Golaski, L., Gebiski, P., Ono, K. 2002. “DIAGNOSTICS OF REINFORCED CONCRETE BRIDGES BY ACOUSTIC EMISSION.” *Journal of Acoustic Emission* 20(1): 83–98.
- Gopalaratnam, V. S., Shah, S. P. 1985. “Softening Responses of Plain Concrete in Direct Tension.” *ACI Journal* 82(3): 310–23.
- Gostautus, R. S., Ramirez, G., Peterman, R. J., Meggers, D. 2005. “Acoustic Emission Monitoring and Analysis of Glass Fiber-Reinforced Composites Bridge Decks.” *Journal of Bridge Engineering* 10(6): 713–21.
- Grédiac, M. 2004. “The Use of Full-Field Measurement Methods in Composite Material Characterization: Interest and Limitations.” *Composites Part A: Applied Science and Manufacturing* 35(7–8): 751–61.
- Green, A.T. *Stress Wave Emission and Fracture of Prestressed Concrete Reactor Vessel Materials*.
- Grosse, C.U., Kppel, S. 2000. *Schallemissionsmessungen an Stahlbeton Untersuchungs Der Lokalisierungsgenauigkeit Als Grundlage Fr Quantitative Analysen*.
- Grosse, Ch. 1996. “Quantitative Zerstrungsfreie Prfung von Baustoffen Mittels Schallemissionalanalyse Und Ultraschall.” Universitt Stuttgart, Stuttgart.
- Grosse, C. U., Ohtsu, M. 2008. *Acoustic Emission Testing*.
- Gustafsson, P. J., and Hillerborg, A. 1988. “Sensitivity in Shear Strength of Longitudinally Reinforced Concrete Beams to Fracture Energy of Concrete.” *ACI Structural Journal* 85(3): 286–94.
- Gutenberg, B., Richter, C.F. 1954. *Seismicity of the Earth and Associated Phenomena*.
- Hansuld, E., Briens, L., Briens, C. 2008. “Acoustic Detection of Flooding in Absorption Columns and Trickle Beds.” *Chemical Engineering and Processing: Process Intensification* 47(5): 871–78.
- Hawkins, N. M., Kuchma, D. A., Mast, R. F., Marsh, M. L. and Reineck K. H. 2005.

Références Bibliographiques

Simplified Shear Design of Structural Concrete Members.

- Hild, F., Roux, S.. 2006. “Digital Image Correlation: From Displacement Measurement to Identification of Elastic Properties - A Review.” *Strain* 42(2): 69–80.
- Hordijk, D. A. 1992. *Tensile and Tensile Fatigue Behaviour of Concrete, Experiments, Modelling and Analyses*. Delft, Pays-Bas.
- Ihn, J. B., Chnag, F. K. 2008. “Pitch-Catch Active Sensing Methods in Structural Health Monitoring for Aircraft Structures.” *Structural Health Monitoring* 7(1): 5–19.
- Ing, M., Austin, S. A., Lyons, R. 2005. “Cover Zone Properties Influencing Acoustic Emission due to Corrosion.” *Cement and concrete research* 35(2): 284–95.
- Jelic, I., Pavlovic, M. N., Kotsovos, M. D. 1999. “Study of Dowel Action in Reinforced Concrete Beams.” *Magazine of Concrete Research* 2(2): 131–41.
- Kani, M.W., Huggins, M.W., and Wittkopp, R.R. 1979. *Kani on Shear in Reinforced Concrete*.
- Kani, N. G. J. 1966. “Basic Facts Concerning Shear Failure.” *ACI Journal* 63(6): 675–92.
- . 1967. “How Safe Are Our Large Reinforced Concrete Beams ?” *ACI Journal* 64(3): 128–47.
- Kobayashi, A.S., Hawkins, N.M., Chan, Y.L., Lin, I.J. 1980. “A Feasibility Study of Detecting Reinforcing-Bar Debonding by Acoustic-Emission Technique.” *Experimental Mechanics* 20(9): 301–8.
- Kocur, G. 2012. “Time Reverse Modelling of Acoustic Emissions in Structural Concrete.” PhD Dissertation. ETH Zurich.
- Kotsovos, M. D. 1988. “Compressive Force Path Concept: Basis for Reinforced Concrete Ultimate Limit State Design.” *ACI Structural Journal* 85(1): 68–75.
- Krefeld, W., Thurston-Charles, W. 1966. “Contribution of Longitudinal Steel to Shear Resistance of Reinforced Concrete Beams.” *ACI Journal* 63(3): 325–44.
- Krouskop, T., Dougherty, D., Vinson, F. 1987. “A Pulsed Doppler Ultrasonic System for Making Noninvasive Measurements of the Mechanical Properties of Soft Tissue.” *Journal of Rehabil Res Dev* 24(2): 1–8.
- Kuchma, D.A., Vegh, P., Simionopoulos, K., Stanik, B. and Collins, M.P. 1997. *The Influence of Concrete Strength, Distribution of Longitudinal Reinforcement, and Member Size, on the Shear Strength of Reinforced Concrete Beams*.
- Küntz, M., Jolin, M., Bastien, J., Perez, F., Hild, F. 2006. “Digital Image Correlation Analysis of Crack Behavior in a Reinforced Concrete Beam during a Load Test.” 33(11): 1418–25.

Références Bibliographiques

- Kupfer, H. et al. 1983. "Failure of Shear Zone of RC and PC Griders - An Analysis with Consideration of Interlocking of Cracks." *Bauingenieur in German* 58: 143–49.
- Langenecker, B. 1966. "Effects of Ultrasound on Deformation Characteristics of Metals." *Sonics and Ultrasonics, IEEE Transactions* 13(1): 1–8.
- Leonhardt, F., Walther, R. 1966. "Wardetiger Trager." *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton* 178: 2325–50.
- Lopez-Crespo, P et al. 2008. "The Stress Intensity of Mixed Mode Cracks Determined by Digital Image Correlation." *The Journal of Strain Analysis for Engineering Design* 43(8): 769–80. <http://journals.sagepub.com/doi/10.1243/03093247JSA419>.
- Lu, H., Cary, P. D. 2000. "Deformation Measurements by Digital Image Correlation: Implementation of a Second-Order Displacement Gradient." *Experimental Mechanics* 40(4): 393–400.
- Mattock, A. H., Hawkins, N. M. 1972. "Transfer, Shear Research, in Reinforced Concrete – Recent Research." *Journal of PCI* 17(2): 55–75.
- McNeill, S. R., Peters, W. H., and Sutton, M. A. 1987. "N. Estimation of Stress Intensity Factor by Digital Image Correlation." *Engineering Fracture Mechanics* 28(1): 101–12.
- Millard, S. G., Johnson, R. P. 1984. "Shear Trasfer in Cracked Reinforced Concrete." *Magazine of Concrete Research* 130(3–15): 37.
- Moody, K. G., Viest, I. M., Elstner, R. C., and Hognestad, E. 1954. "Shear Strength of Reinforced Concrete Beams, Part 1-Tests Ofsimple Beams." *ACI Journal* 51(12): 317–32.
- Muttoni, A., Fernández Ruiz, M. 2008. "Shear Strength of Members without Transverse Reinforcement as Function of Critical Shear Crack Width." *ACI Structural Journal* 105(2): 163–72.
- Nair, A., Cai, C. S. 2010. "Acoustic Emission Monitoring of Bridges: Review and Case Studies." *Engineering Structures* 32(6): 1704–14.
- National Cooperative Highway Research Program. *Simplified Shear Design of Structural Concrete Members Appendixes*.
- Niwa, J., Yamada, K., Yokozawa, K., Okamura, H. 1987. "Reevaluation of Te Equation for Shear Strength of RC Bemas without Web Reinforcement." *Concrete Library of JSCE, JSCE* 9: 65–84.
- Ohno, K., and Ohtsu M. 2010. "Crack Classification in Concrete Based on Acoustic Emission." *Construction and Building Materials* 24(12): 2339–46.
- Ohtsu, M., Okamoto, T., Yuyama, Sh. 1998. "Moment Tensor Analysis of Acoustic Emission

Références Bibliographiques

- for Cracking Mechanisms in Concrete.” *ACI Structural Journal*: 87–95.
- Ohtsu, M., Uchida, M., Okamoto, T., Yuyama, Sh. 2002. “Damage Assessment of Reinforced Concrete Beams Qualified by Acoustic Emission.” *ACI Structural Journal*: 411–17.
- Ohtsu, M., Tomoda, Y., and Suzuki, T. 2007. “Damage Evaluation and Corrosion Detection in Concrete by Acoustic Emission.” In *Carpinteri A. et Al*, , 981–89.
- Ohtsu, M. 1996. “The History and Development of Acoustic.” *Magazine of Concrete Research* 48(1): 31–330.
- Pan, B., Kemaq, Q., Huimin, X., and Anand, A. 2009. “Two-Dimensional Digital Image Correlation for in-Plane Displacement and Strain Measurement: A Review.” *Measurement Science and Technology* 20(6): 1–17.
- Huber, P., Huber, T., Kollegger, J. 2016. “Investigation of the Shear Behavior of RC Beams on the Basis of Measured Crack Kinematics.” *Journal of Engineering Structures* 113: 131–41.
- Paulay, T., Park, R., Philips, M. H. 1974. “Horizontal Construction Joints in Cast-in-Place Reinforced Concrete.” *ACI Special Publication SP-42, Shear in reinforced concrete 2*: 599–616.
- Pendyala, R.S., Mendis, P. 2000. “Experimental Study on Shear Strength of High-Strength Concrete Beams.” *ACI Structural Journal* 97(4): 564–71.
- Peters, WH, Ranson, WF. 1982. “Digital Imaging Techniques in Experimental Stress Analysis.” *Optical Engineering* 21(3): 427–31.
- Pollock, A. A. 1995. Physical Acoustics Corporation *Inspecting Bridges with Acoustic Emission—inspection Details about in-Service Steel Bridges and Monitoring Weld Operations: Application Guidelines*.
- Prosser, W. H. 2002. Taylor and Francis, Boca Raton *Acoustic Emission. In P. J. Shull (Ed.) Nondestructive Evaluation, Theory, Techniques and Applications*.
- Proverbio, E. 2011. “Evaluation of Deterioration in Reinforced Concrete Structures by AE Technique.” *Materials and Corrosion* 62(2): 161–69.
- Rafla, K. 1971. “Empirische Formeln Zur Berechnung Der Schubtrag-Fähigkeit von Stahlbetonbalken; Teil I: Einfeldrige Rechteckbalken Ohne Schubbewehrung Bei Direkter Einleitung von Einzellasten.” *Strasse Brücke Tunnel* 23(12): 311–20.
- Reineck, K.H. 1991. “Ultimate Shear Force of Structural Concrete Members Without Transverse Reinforcement Derived From a Mechanical Model.” *ACI Structural Journal* 88(5): 592–602.
- Reinhardt, B. H, Cornelissen A. W., and Hordijk, D. A. 1986. “Tensile Tests and Failure

Références Bibliographiques

- Analysis of Concrete.” *Journal of Structural Engineering* 112(11): 2462–77.
- Rho, J. Y., Ashman, R. B., Turner, C. H. 1993. “Young’s Modulus of Trabecular and Cortical Bone Material: Ultrasonic and Microtensile Measurements.” *Journal of biomechanics* 26(2): 111–19.
- Roux, S., Hild, F. 2006. “Stress Intensity Factor Measurement from Digital Image Correlation: Postprocessing and Integrated Approaches.” *International Journal of Fracture* 140(1–4): 141–57.
- Avril S., M. Bonnet M., Bretelle, A.S., Grédiac, M., Hild, F., Ienny, P., Latourte, F., Lemosse, D., Pagano, S., Pagnacco, E., Pierron, F. 2008. “Overview of Identification Methods of Mechanical Parameters Based on Full-Field Measurements.” *Experimental Mechanics* 48(1): 381–402.
- Saliba, J. 2012. “Apport De L’Émission Acoustique Dans La Compréhension Et La Modélisation Du Couplage Fluage-Endommagement Du Béton.” Ecole Centrale de Nantes.
- Sarkhosh, R., Walraven, J. C., den Uijl, J. A. and Braam, C. R. 2013. “Shear Capacity of Concrete Beams under Sustained Loading.” In *Proc. Intl IABSE Conf., Rotterdam*, , 6–8.
- Sarkhosh, R. 2014. “Shear Resistance of Reinforced Concrete Beams without Shear Reinforcement under Sustained Loading.” Delft University.
- Schreier, H. W., Sutton, M. A. 2002. “Systematic Errors in Digital Image Correlation due to Undercaught Subset Shape Functions.” *Experimental Mechanics* 42(3): 303–10.
- Shahidan, S., Rhys P., Norazura, M. B., and Karen, M. H. 2013. “Damage Classification in Reinforced Concrete Beam by Acoustic Emission Signal Analysis.” *Construction and Building Materials* 45(1): 78–86.
- Shioya, T., Iguro, M., Nojiri, Y., Akiayma, H. and Okada, T. 1989. “Shear Strength of Large Reinforced Concrete Beams, Fracture Mechanics: Application to Concrete.” *ACI Special Publication SP-118*: 159–279.
- Staszewski, W., Boller, C., and Tomlinson, G.R. 2004. *Health Monitoring of Aerospace Structures: Smart Sensor Technologies and Signal Processing*.
- Sutton, M. A. et al. 1983. “Determination of Displacements Using an Improved Digital Correlation Method.” *Image and Vision Computing* 1(3): 133–39.
- Sutton, M. A., Orteu, J. J., Schreier, H. 2009. *Image Correlation for Shape, Motion and Deformation Measurements*.
- Syroka-Korol, E., and J. Tejchman. 2014. “Experimental Investigations of Size Effect in Reinforced Concrete Beams Failing by Shear.” *Engineering Structures* 58: 63–78.

Références Bibliographiques

- Taylor, H.P.J. 1972. "Shear Strength of Large Beams." *ASCE Journal of the Structural Division* 98(11): 2473–90.
- Taylor, H. P. J. 1970. Cement and Concrete Association, Technical report No. 42.77 *Investigation of the Forces Carried across Cracks in Reinforced Concrete Beams in Shear by Interlock of Aggregate*. Londres, Royaume-Uni.
- Tinke, B.V., Fowler, T.J., Klingner, R.E. 2000. *Nondestructive Testing of Prestressed Bridge Girders with Distributed Damage*.
- Tong, W. 2005. "An Evaluation of Digital Image Correlation Criteria for Strain Mapping Applications." *Strain* 41(4): 167–75.
- Tureyen, A. K., Frosch, R. J. 2003. "Concrete Shear Strength : Another Perspective." *ACI Structural Journal* 100(5): 609–15.
- Vecchio, F. J., and Michael P. C. 1986. "The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear." *ACI Journal Proceedings* 83(2): 219–31.
- Vintzeleou, E.N., Tassios, T.P. 1986. "Mathematical Models for Dowel Action under Monotonic Conditions." *Magazine of Concrete Research* 38: 13–22.
- Walraven, J. C. 1981. "Fundamental Analysis of Aggregate Interlock." *Journal of Structural Division, ASCE* 108(11): 2245–70.
- Walther, R., Miehlebradt, M. 1999. *Dimensionnement Des Structures En Béton - Bases et Technologies*. lausanne, Suisse.
- Wattrisse, B., Chrysochoos, A., and Muracciole, J. M. 2000. "Analysis of Strain Localization during Tensile Tests by Digital Image Correlation." *Experimental Mechanics* 41(1): 29–39.
- Xiang, G. F., Zhang, Q. C., Liu, H. W., et al. 2007. "Time-Resolved Deformation Measurements of the Portevin-Le Chatelier Bands." *Scripta Materialia* 56(8): 721–40.
- Xu, J. 2008. PhD Thesis "Nondestructive Evaluation of Prestressed Concrete Structures by Means of Acoustic Emission Monitoring." Auburn University.
- Yoon, Y.S., Cook, W.D., and Mitchell, D. 1996. "Minimum Shear Reinforcement in Normal, Medium and High-Strength Concrete Beams." *ACI Structural Journal* 93(5): 576–84.
- Zararis, P. D. 2003. "Shear Strength and Minimum Shear Reinforcement of Reinforced Concrete Slender Beams." *ACI Structural Journal* 100(2): 203–14.
- Zhang, D., Zhang, X., and Cheng, G.. 1999. "Compression Strain Measurement by Digital Speckle Correlation." *Experimental Mechanics* 39(1): 62–65.
- Zhang, D., Luo, M., Arola, D. 2006. "Displacement/strain Measurements Using an Optical

Références Bibliographiques

- Microscope and Digital Image Correlation.” *Optical Engineering* 45(3): 33605.
- Zhang, J. 2016. “A Nouvel Fuzzy Digital Image Correlation Algorithm for Non-Contact Measurement of the Strain during Tenile Tests.” Université de Sherbrooke.
- Zsutty, T. C. 1968. “Beam Shear Strength Prediction by Analysis of Existing Dat.” *ACI Journal* 65(11): 943–51.