République algérienne démocratique et populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université de Constantine 1
Faculté des sciences de la technologie
Département de génie civil

Thèse de doctorat en sciences

Présentée par : BOULIFA Ridha

Spécialité : STRUCTURES

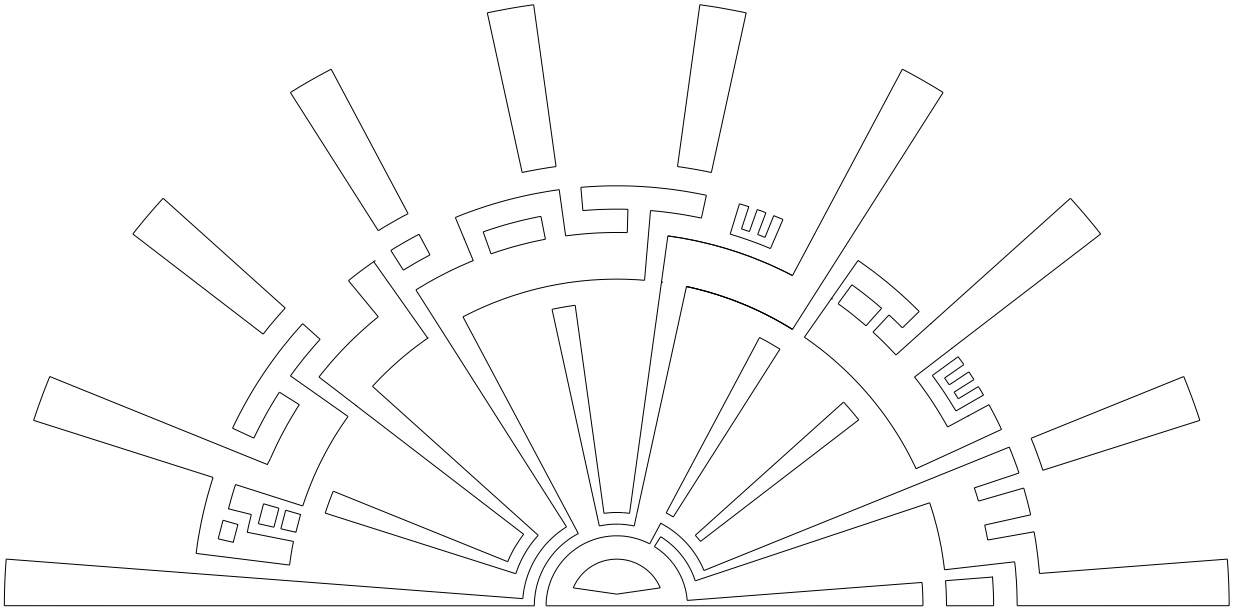
Thème :

COMPORTEMENT D'ELEMENTS STRUCTURAUX EN BETON ARME AU CISAILLEMENT : RECHERCHE DE CRITERES DE RUPTURE EN RELATION AVEC LE DEVELOPPEMENT D'UN ESSAI APPROPRIE

Devant le jury :

Président :	**Mr. A. BELOUAR**	Professeur à l'université de Constantine 1
Rapporteur :	**Mr. M L. SAMAI**	Professeur à l'université de Constantine 1
Examinateurs :	**Mr. N. DJEBBAR**	Professeur à l'université de Constantine 1
	Mr. A. BENOUIS	Professeur à l'université du 8 Mai 1945 de Guelma
	Mr. H. BOUZERD	Maitre de conférences à l'université du 20 août 1955 de Skikda

Soutenu le 29/01/2014



REMERCIEMENTS

Pour être menée à bien, une thèse demande à la fois une direction scientifique permettant d'en dessiner les principales orientations ainsi qu'une bonne ambiance de travail.

*Je tiens à exprimer toute ma reconnaissance à mon directeur de thèse, le professeur **SAMAI Mohamed Laid**, pour avoir accepté de diriger cette thèse et dont l'aide précieuse m'a été indispensable sur le plan scientifique. Je tiens également à le remercier pour la confiance et la sympathie qu'il m'a témoignées au cours des années de thèse.*

*Cette thèse n'aurait pu avoir lieu sans le soutien sans faille de Mr. **BENHASSINE Mohamed Tayeb**. Je le remercie surtout pour les connaissances transmises et sa passion quotidienne pour la recherche ainsi que sa très grande disponibilité.*

Comme guise de reconnaissances j'adresse mes sincères remerciements, mon grand respect et ma noble gratitude à :

***Mr A. BELOUAR** professeur à l'université de Constantine 1 ; le président de jury que je remercie profondément pour l'honneur qu'il me fait en acceptant la présidence du jury.*

***Mr N. DJEBBAR** professeur à l'université de Constantine 1; acceptez monsieur mon très grand remerciement pour le fait d'avoir accepté de consulter ce travail et d'être membre de jury.*

***Mr A. BENOUIS** professeur à l'université 08 mai 1945 de Guelma ; acceptez monsieur mes respectueux remerciements pour l'honneur que vous me faites en acceptant d'être examinateur de la présente thèse.*

***Mr H. BOUZERD** maitre de conférences à l'université du 20 août 1955 de Skikda ; acceptez monsieur mes respectueux remerciements pour l'honneur que vous me faites en acceptant d'être examinateur de la présente thèse.*

DEDICACE

Je dédie ce travail :

A mes parents,

A mon épouse et mes enfants,

A mes frères et sœurs,

A l'ensemble de mes amis.

TABLE DES MATIERES

Remerciements ..... **iii**

Dédicace ..... **iv**

Table des matières ..... **v**

Liste des figures ..... **viii**

Liste des tableaux ..... **xi**

Liste des notations et abréviations ..... **xii**

Résumé ..... **xv**

Chapitre 1. Introduction **1**

1.1. Généralités 1
1.2. Modes de rupture 1
1.3 Buts de la recherche 3
1.4 Structuration de la thèse 4

Chapitre 2. Fondements théoriques sur le cisaillement d'éléments structuraux en B.A **6**

2.1. Comportement d'une poutre à l'effort tranchant 6
2.1.1. Généralités 6
2.1.2. Comportement avant fissuration 7
2.1.3. Comportement après fissuration 7
2.2. Modélisation expérimentale 8
2.2.1. Paramètres contribuant à la résistance à l'effort tranchant 8
2.2.2. Poutre sans armatures transversales 9
2.2.2.1. Mécanismes de transfert de cisaillement 9
2.2.2.2. Influence de la portée de cisaillement et modes de ruine 11
a. Poutres très élancées, $\boldsymbol{av}$/d > 6 12
b. Poutres élancées 2.5 < $\boldsymbol{av}$/d ≤ 6. 12
c. Poutres profondes, 1 < $\boldsymbol{av}$/d <2.5 13
d. Poutres très profondes, $\boldsymbol{av}/d$<l 13
2.2.3. Poutre avec présence de cadres 14
2.3 Modélisation théorique 14
2.3.1. Généralité 14
2.3.2. Le treillis de Ritter-Mörsch [20,21] 14
2.3.3. La méthode des bielles et des tirants 15
2.3.3.1. Introduction 15
2.3.3.2. Les efforts et les équations de dimensionnement des étriers 18
2.3.3.3. L'effort dans les bielles inclinées 19
2.3.3.4. La résistance des bielles inclinées 20
2.3.3.5. Les efforts dans les membrures 21
2.3.3.6. Le choix de l'inclinaison des bielles 23
2.3.4. Théorie du champ de compression 25
2.4. Conclusions 28

Chapitre 3. Contribution du béton au cisaillement **29**

3.1. Essais expérimentaux 29
3.1.1. Essai de cisaillement plan d'Iosipescu [30] 29
3.1.2. Essai de cisaillement direct : boite de cisaillement [40] 31

3.1.3. Essai sur spécimen de forme S (push-off specimen) [41] 33
3.2 Estimation des différents codes 35
3.2.1 Introduction 35
3.2.2. Norme Canadienne (CSA A23.3-04) [43] 35
3.2.3. Norme américaine ACI 318 [44] 36
3.2.4. Eurocode 2-05 [46] 37
3.3. Modélisation numérique 37
3.3.1 Présentation 37
3.3.2 Détection de la rupture en élasticité 38
3.3.3 Modèle de rupture par cisaillement pour béton 39
3.3.4. Facteurs d'intensité des contraintes 42
3.4 Conclusion 44

Chapitre 4. Essai proposé 45

4.1. Introduction 45
4.2. Principe de l'essai 45
4.3. Grandeurs mesurées 47
4.4. Distribution des contraintes 48
4.4.1. Introduction 48
4.4.2- Contrainte verticale sur la limite supérieure 48
4.4.3. Contraintes de cisaillement 52
4.2. Conclusions 52

Chapitre 5 Etude expérimentale 53

5.1. Fabrication des spécimens 53
5.2. Machine d'essai 54
5.3. Instrumentation 55
5.3.1 Capteurs de forces et de déplacements 55
5.3.2. Carte d'acquisition et connectique 55
i) Carte d'acquisition PCI-9221 56
ii) Boîtier de connexion TB-9221 56
5.3.3. Etalonnage des capteurs 57
5.4. Logiciel de pilotage 58
5.5. Programme expérimental 61
5.5.1 Formulation des bétons 61
5.5.2 Programme de coulage et de réalisation des essais 61
i) Programme de coulage 62
ii) Planning de réalisation des essais 62
5.5.3 Résultats bruts 62

Chapitre 6. Analyse et discussion des résultats 67

6.1. Analyse numérique des cas étudiés 67
6.1.1 Introduction 67
6.1.2 Maillage et dimensions 67
6.1.3 Résultats numériques 68
6.1.4 Analyse des facteurs d'intensité de contrainte 72
6.2. Discussion 77
6.2.1 Interprétation des résultats expérimentaux 77
6.2.2 Etude comparative 80

Chapitre 7. Conclusions et perspectives. 82

7.1. Conclusions 82
7.1.1. Etude expérimentale 82
7.1.2. Modélisation numérique 82
7.2. Perspectives 83
7.2.1. Aspect expérimental 83
7.2.2. Aspect numérique 83

Bibliographie **84**
Annexe A : Facteurs d'intensité de contraintes **88**

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 Modes élémentaires de rupture [1] 1
Figure 2.1. Localisation des fissures de cisaillement [5] 6
Figure 2.2. Contraintes principales dans une poutre non fissurée [6] 7
Figure 2.3. Trajectoires des contraintes principales à l'état fissuré [9] 8
Figure 2.4. Interactions à l'interface de fissuration : (a) engrènement ou interaction béton-béton des surfaces fissurées (b) effet de goujon ou interaction acier–béton [12] 9
Figure 2.5. Fonctionnement d'une poutre rectangulaire sans armatures transversales soumise à l'effort tranchant 9
Figure 2.6. Forces internes dans une poutre sans armatures transversales [15] 10
Figure 2.7. Effet de $\boldsymbol{fu}$et $\boldsymbol{\rho}$ sur la contrainte nominale ultime de cisaillement [16] 11
Figure 2.8. Notions traditionnelles de cisaillement et traction diagonale [17] 12
Figure 2.9. Poutres élancées $\mathbf{2.5} < \boldsymbol{av/d} \leq \mathbf{6}$. 12
Figure 2.10 Poutres profondes $\mathbf{1} < \boldsymbol{av/d} \leq \mathbf{2.5}$. [15] 13
Figure 2.11 Poutres très profondes $\boldsymbol{av/d} \leq \mathbf{1}$. 13
Figure 2.12. Efforts de cisaillement dans une poutre fissurée en béton armé avec aciers transversaux d'effort tranchant répartis selon un espacement s. 14
Figure 2.13 Treillis équivalent de Ritter-Mörsch [20,21] 15
Figure 2.14 Bielles-et-tirants pour représenter les efforts dans une poutre soumise à l'effort tranchant, comparaison avec la fissuration d'une poutre réelle soumise à une charge concentrée à mi-travée. 16
Figure 2.15 Champ de contrainte en éventail 17
Figure 2.16 Nœuds entre bielles inclinées, tirants représentants les étriers et membrures 17
Figure 2.17 Nœud d'appuis avec ancrage de l'armature à l'intérieur ou à l'extérieur 18
Figure 2.18 Coupe pour la détermination de l'effort dans les étriers 19
Figure 2.19 Détermination de l'effort dans le champ de contrainte inclinée 20
Figure 2.20 Analogie entre l'adoucissement du béton dans la compression simple et réduction de la résistance du béton provoquée par la déformation transversale. 21
Figure 2.21 Détermination des efforts dans les membrures 21
Figure 2.22 Répartition des efforts dans les membrures de la poutre analysée 22
Figure 2.23 Efforts dans la membrure tendue d'une poutre continue 23
Figure 2.24 Efforts dans le cas d'étriers inclinés 24
Figure 2.25 Contrainte dans le champ de compression en fonction de son inclinaison $\boldsymbol{\alpha}$ et de 25
l'inclinaison des étriers $\boldsymbol{\beta}$ 25
Figure 2.26 Efforts principaux de cisaillement dans une poutre en béton armé 25
Figure 2.27 Lignes de discontinuité entre éléments du champ de contraintes 26
Figure 2.28. Cercle de Mohr des déformations 27
Figure 3.1. Montage d'essai Iosipescu 29
Figure 3.2. Paramètres géométriques 29
Figure 3.3. Chargement des éprouvettes Iosipescu [32]. 30
Figure 3.4. Distributions typiques des plus grandes contraintes principales 31
absolues selon [39] 31
Figure 3.5. Configuration de base de l'essai de cisaillement direct. [40] 31
Figure 3.6. Préparation des éprouvettes pour essai de cisaillement direct [40] 32
Figure 3.7. Détails de configuration de test de cisaillement direct. [40] 32
Figure 3.8. Influence de la contrainte verticale sur le comportement de cisaillement (résistance à la compression= 40.4 MPa) donné dans [40] 33
Figure 3.9. Principe d'essai de cisaillement: (a) push-off; (b) pull-off; (c) modified push-off [41] 34
Figure 3.10. Dispositif expérimental de l'essai de cisaillement direct 34
Figure 3.11. Critère de Rankine sur le plan déviatorique 38
Figure 3.12 Critère de Rankine sur le plan octaédrique 38
Figure 3.13. Condition de rupture par le mode II (ouverture de fissure en relation avec le modèle) 39

Figure 3.14 Facteur de rigidité de cisaillement en relation avec l'ouverture de fissure 40
Figure 3.14. Abaqus crack opening–dependent shear retention model (total). 41
Figure 3.15. Traditional crack opening–dependent shear retention model (incremental) 42
Figure 3.16 Fissure dans un milieu continu. 42
Figure 3.17 Définition du repère locale au voisinage du front d'une fissure. 43
Figure 4.1. Structure d'essai 45
Figure 4.2. Dimensions et condition aux frontières 46
Figure 4. 3. Mécanisme de transfert de cisaillement 46
Figure 4. 4. Orientation de la bande de cisaillement 47
Figure 4.5. Présentation d'un problème de cisaillement pour un milieu continu classique 47
Géometrie -1- 49
Figure 5.1. Dispositif de moulage 53
Figure 5.2. Forme et géométrie de spécimen (coupe) 53
Figure 5.2 Machine d'essai 54
Figure 5.3. Dispositif de mesure de déplacements 55
Figure 5.4. Carte d'acquisition PCI-9221 56
Figure 5.5. Boîtier de connexion TB-9221 57
Figure 5.6 Montage utilisé pour l'étalonnage des capteurs 58
figure 5.7 Courbe d'étalonnage des capteurs de déplacement 58
Figure 5.10. Schéma du montage de l'acquisition des donnés 59
Figure 5.11. Ensemble des accessoires montés 60
Figure 5.12 Courbe effort déplacement spécimen : B50E10N6 63
Figure 5.13 Courbe effort déplacement spécimen :B50E10N7 63
Figure 5.14 Courbe effort déplacement spécimen :B50E10N8 63
Figure 5.15 Courbe effort déplacement spécimen :B50E7N4 64
Figure 5.16 Courbe effort déplacement spécimen :B50E7N5 64
Figure 5.17 Courbe effort déplacement spécimen :B50E7N6 64
Figure 5.18 Courbe effort déplacement spécimen :B50E14N1 65
Figure 5.19 Courbe effort déplacement spécimen :B50E14N3 65
Figure 5.20 Courbe effort déplacement spécimen :B50E14N2 65
Figure 5. 21 Courbe effort déplacement spécimen :B50E0.75N1 66
Figure 5.22 Courbe effort déplacement spécimen :B50E0.75N2 66
Figure 5.23 Courbe effort déplacement spécimen :B50E0.75N3 66
Figure 6.1. Chargement et maillage du modèle 68
Figure 6.2. Profils des contraintes de cisaillement 69
Figure 6.3. Courbes Contrainte - Déplacement 70
Figure 6.4. Profiles de rupture par traction (Spécimens B50E0.75 et B50E7) 71
Figure 6.5. Profiles de rupture par traction (Spécimen B50E10 et B50E14) 72
Figure 6.6.Vue d'une fissure en perspective 73
Figure 6.7. Profondeur et orientation des fissures 74
Figure 6.8. Variation des facteurs d'intensité des contraintes en fonction de la profondeur pour α=45° 74
Figure 6.9. Variation des facteurs d'intensité des contraintes en fonction de la profondeur pour α=55° 75
Figure 6.10. Variation des facteurs d'intensité des contraintes en fonction de la profondeur pour α=86° 75
Figure 6.11. Variations du facteur KII en fonction de la profondeur 76
Figure 6.12. Mécanisme de rupture (Eprouvette B50E7avec α=55°) 77
Figure 6.13.Mécanisme de rupture (Eprouvette B50E10 avec α=45°) 77
Figure 6.14.Mécanisme de rupture (Eprouvette B50E14 avec α=35°). 78
Figure 6.15. Mécanisme de rupture (Eprouvette B50E0.75 avec α=86°) 78
Figure 6.16. Inclinaison du plan de rupture (Eprouvettes B50E7 etB50E10) 79
Figure 6.18. Courbes effort - Déplacement 80
Figure 6.19. Variation de cisaillement maximum en fonction de l'angle α 81
Figure A.1. Facteurs d'intensité des contraintes pour l'éprouvette B50E14 correspondant à une fissure de profondeur 20 mm 88
Figure A.2. Facteurs d'intensité des contraintes pour l'éprouvette B50E14 correspondant à une fissure de profondeur 40 mm 89
Figure A.3. Facteurs d'intensité des contraintes pour l'éprouvette B50E14 correspondant à une fissure de profondeur 60 mm 90

Figure A.4. Facteurs d'intensité des contraintes pour l'éprouvette B50E14 correspondant à une fissure de profondeur 80 mm 91
Figure A.5. Facteurs d'intensité des contraintes pour l'éprouvette B50E10 correspondant à une fissure de profondeur 20 mm 92
Figure A.6. Facteurs d'intensité des contraintes pour l'éprouvette B50E10 correspondant à une fissure de profondeur 40 mm 93
Figure A.7. Facteurs d'intensité des contraintes pour l'éprouvette B50E10 correspondant à une fissure de profondeur 60 mm 94
Figure A.8. Facteurs d'intensité des contraintes pour l'éprouvette B50E10 correspondant à une fissure de profondeur 80 mm 95
Figure A.9. Facteurs d'intensité des contraintes pour l'éprouvette B50E7 correspondant à une fissure de profondeur 20 mm 96
Figure A.10. Facteurs d'intensité des contraintes pour l'éprouvette B50E7 correspondant à une fissure de profondeur 40 mm 97
Figure A.11. Facteurs d'intensité des contraintes pour l'éprouvette B50E7 correspondant à une fissure de profondeur 60 mm 98
Figure A.12. Facteurs d'intensité des contraintes pour l'éprouvette B50E7 correspondant à une fissure de profondeur 80 mm 99
Figure A.13. Facteurs d'intensité des contraintes pour l'éprouvette B50E0.75 correspondant à une fissure de profondeur 20 cm 100
Figure A.14. Facteurs d'intensité des contraintes pour l'éprouvette B50E0.75 correspondant à une fissure de profondeur 40 cm 101
Figure A.15. Facteurs d'intensité des contraintes pour l'éprouvette B50E0.75 correspondant à une fissure de profondeur 60 cm 102
Figure A.16. Facteurs d'intensité des contraintes pour l'éprouvette B50E14 correspondant à une fissure de profondeur 80 cm 103

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 4.1. Champ des contraintes et des déplacements pour la géométrie n° 1…… 49
Tableau 4.2. Champ des contraintes et des déplacements pour la géométrie n° 2 …… 50
Tableau 4.3. Influence de la dimension E sur la répartition des contraintes sur l'interface …… 51
Tableau 5.1. Dimensions des spécimens d'essai…… 54
Tableau 5.2. Quantité pour 1 m^3 de béton…… 61
Tableau 5.3. Composition du béton …… 61
Tableau 5.4. Nombre d'éprouvettes réalisées pour chaque essai…… … 62
Tableau 5.5. Programme de coulage…… 62
Tableau 5.6. Programme de réalisation des essais…… 62
Tableau 6.1. Caractéristiques du maillage…… … 67

LISTE DES NOTATIONS ET ABREVIATIONS

A_{sw}	Section d'armatures transversales
A_v	Aire de l'armature transversale
$a = a_v$	Longueur de cisaillement, définie comme la distance entre le point d'application de la charge et l'appui
a_g	Dimension des granulats
$b = b_v$	Largeur de l'âme de la poutre
b_s	Largeur de la bielle du béton
d	Hauteur utile de la section
d_v	Distance entre le centre de gravité de l'armature longitudinale tendue et celui du bloc comprimé
E	Désignation générale du module élastique
E_s	Module de déformation longitudinale de l'acier transversal
f_c	Résistance du béton à la compression à 28 jours
f_{cd}	Contrainte de compression dans les bielles de béton
f_{cu}	Résistance ultime de béton en compression
f_{po}	Contrainte dans les câbles de précontrainte
f_{yl}	Limite d'élasticité de l'armature longitudinale
f_{yt}	Résistance en traction des armatures transversales
k	Facteur de réduction de la résistance au cisaillement
M_f	Moment pondéré à l'appui intermédiaire
M_u	Moment fléchissant ultime
$N/2$	Effort de traction exercé sur les armatures longitudinales

N_f	Charge axiale pondérée normale à la section
$N_{sup,d}$	Effort normal la fibre supérieure
$N_{inf,d}$	Effort normal dans l'armature inferieure
N_{wd}	Effort normal agit sur l'âme
s	Espacement des étriers
s_z	Paramètre d'espacement des fissures
s_{ze}	Valeur équivalente de s_z qui tient compte de a_g
V	Effort tranchant total
V_a	Engrenage des agrégats
V_c	Contribution du béton à la résistance au cisaillement
V_d	Effet Gougeons des aciers longitudinaux
V_f	Effort tranchant pondéré
V_{max}	Effort tranchant maximal
V_p	Composante se trouvant dans le sens d'application de l'effort tranchant
$V_{r,max}$	Résistance au cisaillement maximale
$V_r = V_n$	Résistance au cisaillement
V_s	Contribution de l'armature transversale à la résistance au cisaillement
V_u	Effort tranchant ultime
z	Bras de levier des forces internes
α	Angle des aciers transversaux par rapport aux aciers longitudinaux
β	Coefficient qui indique l'endommagement du béton (Facteur qui tient compte de la traction du béton)
ε_x	Déformation longitudinale à mi-hauteur de l'élément imputable aux charges pondérées

θ	Angle des fissures diagonales par rapport à l'axe longitudinal la poutre
λ	Facteur tenant compte de la densité du béton
ρ	Taux d'armature en acier horizontale
σ	Contrainte axiale moyenne
σ_{cd}	Contrainte dans les bielles du béton
σ_{sd}	Contrainte dans les étriers
τ_u	Contrainte de cisaillement ultime
$\emptyset_c$	Facteur de résistance du béton
ACI 318	**A**merican **C**oncrete **I**nstitute
BA	**B**éton **A**rmé
FIC	**F**acteurs d'**I**ntensité des **C**ontraintes
LabVIEW	**L**aboratory **V**irtual **I**nstrument **E**ngineering **W**orkbench
LVDT	**L**inear **V**oltage **D**isplacement **T**ransducer
CSA	**C**anadian **S**tandards **A**ssociation

Résumé

La détermination directe des caractéristiques de cisaillement des bétons par des essais universels est un problème qui reste encore une préoccupation majeure des chercheurs. La plupart des études disponibles consistent à appliquer un couple de torsion à un cylindre creux ayant un rapport épaisseur/rayon le plus faible possible. Ceci pour pouvoir élaborer un critère lié au comportement du matériau et non de la structure.

Cependant, ces essais peuvent présenter des dispersions liées aux problèmes de fragilité à la rupture ou de non homogénéité du matériau au sein de la paroi.

Pour cela, un dispositif expérimental original a été utilisé et qui consiste en la création de deux zones de contrainte nulle par l'emplacement de corps déformables au moment du coulage de l'éprouvette. De nouvelles conditions aux frontières sont créées permettant de transformer la sollicitation de compression en cisaillement plan sur une zone bien déterminée. L'utilisation de cette technique permet la détermination de l'influence de l'inclinaison du plan de rupture sur le comportement du béton en cisaillement. Le dispositif permet d'assurer la perpendicularité des génératrices du cylindre ainsi que la répartition et l'homogénéité des contraintes.

<u>MOTS-CLES:</u> *Béton, cisaillement, rupture, glissement, essai, Iosipescu.*

<u>Abstract</u>

The direct determination of shear characteristics of concrete by universal tests is still a major concern for researchers. Most available studies use a torque that is applied to a hollow cylinder with a thickness/radius ratio as small as possible. This serves to develop a test based on the behaviour of the material and not the structure. However, these tests may show dispersions due to problems of fragility or non-homogeneity of the material.

For this, an original experimental device has been used by creating two stress free zones using two Styrofoam pieces added to the cylindrical mold. New boundary conditions are created to transform the compression stress into shear on a limited area. The device ensures the perpendicularity of the cylinder and the good distribution and homogeneity of constraints.

Using this technique allows the determination of the influence of the failure surface inclination on the behaviour of concrete in shear.

<u>KEYWORDS:</u> *Concrete, shearing, rupture, slip, test, Iosipescu.*

<u>ملخص</u>

ان التحديد المباشر لخصائص القص المتعلق بسلوك الخرسانة في القطع باستعمال تجارب ضامة يعتبر من اهم الأهداف للبحوث لعدد كبير من الباحثين, حيث ان الكثير من الدراسات تعتمد على تطبيق عزم التواء على اسطوانة مجوفة ذات سمك صغير قدر الامكان و لكن بالنسبة للخرسانة تعتبر هذه التجربة على سلوك الروابط الداخلية و ليس على سلوك حجم كبير من الخرسانة باعتباره مكون اساسي لهيكل البناء. بالإضافة الى الاختلاف الكبير في النتائج المسجلة بسبب هشاشة و عدم تجانس الخرسانة, لهذا تركز هذا العمل على تطوير منهج تجريبي جديد يعتمد اساسا على انشاء مناطق فراغ في قالب اسطواني, حيث تتحول الضغط الى قوة قص مركزة على مساحة محدودة .

ان استعمال هذه التقنية تساعد على معرفة تأثير ميلان سطح القطع على سلوك الخرسانة في القص كذلك الشكل الجديد للهيكل التجريبية ضمن التوزيع المتساوي للإجهادات و فرش كلي سطح الدراسة.

الكلمات المحورية

.

الخرسانة، الانكسار، التسلسل، المزلق، القص *Iosipescu.*

CHAPITRE 1.
INTRODUCTION

1.1. Généralités

La connaissance des caractéristiques mécaniques des différents matériaux (constituants) utilisés dans le domaine de la construction est indispensable et primordiale pour réaliser une conception prenant en charge deux considérations majeures en l'occurrence la sécurité et l'économie. Les dernières décernés ont vu le développement d'un certain nombre de tests concernant le béton universellement reconnus pour déterminer les résistances à la flexion, à la compression et à la traction.

Pour ce qui est du cisaillement, un essai de cisaillement pur n'existe pas et un recours à l'exploitation des modes de rupture mixte a été nécessaire. Cependant les différents tests proposés ne semblent pas faire l'unanimité du fait des insuffisances relevées par les différents critiques (paragraphe 3.1).

Le traitement du cisaillement pour des éléments en béton et en béton armé est une entreprise très complexe exige une analyse tres poussée sur les plans analytique, expérimental et numérique

1.2. Modes de rupture

Les modes élémentaires de rupture sont caractérisés selon le déplacement relatif des lèvres de la fissure (Figure 1.1).

• Mode I (mode d'ouverture) : Le mode I correspond à un déplacement opposé des lèvres. Ce mode est associé à la contrainte de tension perpendiculaire au plan de la fissure.

• Mode II (mode de glissement droit) : Le mode II est provoqué par le cisaillement dans le plan de la fissure. Le déplacement relatif des lèvres est perpendiculaire au front de la fissure.

• Mode III (mode de glissement vis) : Le mode III est causé par le cisaillement anti-plan. Le déplacement relatif des lèvres est parallèle au front de la fissure.

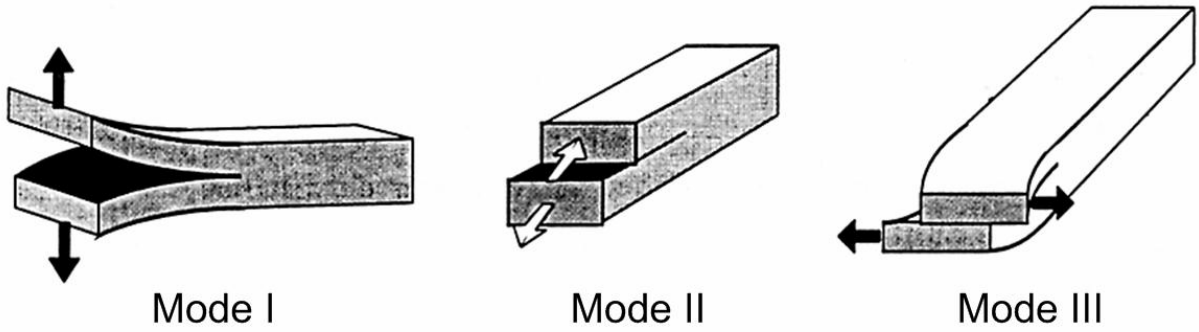


Figure 1.1 Modes élémentaires de rupture [1]

Pour connaître le comportement des éléments structuraux en béton armé en cisaillement, tels les poteaux et les poutres sous une action tangente, il est nécessaire de considérer le mode 2, intervenant soit seul soit en compagnie du mode 1 (mode mixte).

L'étude du cisaillement (mode 2) est l'un des plus importants critères pour le dimensionnement et le calcul des structures en béton. Différentes méthodes développées dans ce contexte, en relation directe avec le mécanisme de transfert de cisaillement **[2]**. Par exemple pour les poutres, le modèle qui définit le champ de compression est utilisé pour expliquer le mécanisme de transfert de cisaillement au voisinage des appuis, mais concernant les éléments courts lorsque le rapport longueur d'élément / hauteur de section varie de 1 à 5, la définition du champ de compression est en relation directe avec le rapport portée - profondeur de section.

Le plan de rupture en cisaillement compression est contrôlé par l'orientation du plan de cisaillement maximum défini par le champ de compression, cependant, le plan de rupture par cisaillement n'est jamais une section droite et présente toujours une certaine inclinaison **[3]**

La majorité des éléments structuraux sont soumis, de façon permanente ou momentanée, à des efforts de cisaillement. Or, le comportement en effort tranchant des éléments en béton armé est relativement complexe en raison, notamment, des facteurs suivants :

- le béton est un matériau non homogène et possède une résistance en traction nettement plus faible que celle en compression ;
- les efforts de cisaillement s'accompagnent normalement, en général, d'efforts de flexion, axiaux, de torsion ou d'une combinaison de ces efforts qui interagissent ensemble ;
- la présence d'armatures transversales augmente non seulement la résistance au cisaillement, mais fait intervenir d'autres mécanismes de résistance;
- la fissuration est un phénomène non négligeable et le cheminement des efforts à travers ces mêmes fissures est difficilement quantifiable.

Le développement des connaissances fondamentales des bétons au cisaillement nécessite d'effectuer une mesure directe des propriétés rhéologiques en cisaillement.

Donc, l'évaluation directe de la résistance du béton seul au cisaillement est plus que nécessaire et constituer un point important pour évaluer la capacité d'une section en B.A au cisaillement et détermine l'influence de l'inclinaison du plan de rupture (orientation critique de la bande de cisaillement), ainsi que les pourcentages de répartition des contrainte entre les aciers et le béton pour chaque zone.

Le développement d'un essai direct permettant cette évaluation est plus que nécessaire .ceci aura pour premier effet une meilleure compréhension des bétons au cisaillement pour une exploitation judicieuse du comportement des éléments structuraux en béton armé.

1.3 Buts de la recherche

Dans le cadre de la présente thèse, il est proposé le développement d'un nouveau dispositif expérimental pour tester des échantillons en béton armé au cisaillement. Le but étant notamment d'étudier la contribution du béton seul à la résistance au cisaillement. Ceci rentre dans le cadre de l'étude de la rupture fragile du béton considéré comme un milieu granulaire cohérent. De ce fait les objectifs assignés peuvent être comme suit :

i) Prédire le comportement d'un élément en béton armé en cisaillement.

La résistance d'une section en B.A au cisaillement est assurée par l'interaction des contraintes entre les aciers et le béton. L'évaluation de la contribution de béton seul au cisaillement est un paramètre clé pour prédire le comportement avant fissuration.

ii) Etudier l'influence de la portée de cisaillement sur le comportement du béton jusqu'à la rupture :

A travers l'installation de système de contrôle (carte d'acquisition), la courbe effort déplacement est visualisée jusqu'à la fin de l'essai, en fonction de la variation de l'angle du plan de cisaillement, l'objectif est de déterminer :- la limite de rupture en cisaillement

- le comportement de béton fragile ou ductile.

iii) Etude de mécanisme du transfert de cisaillement dans une structure en béton :

L'utilisation du logiciel ABAQUS : (Superior Finite Element Analysis Solutions) pour la modélisation de la même forme géométrique des spécimens permet d'expliquer le mécanisme de transfert de cisaillement en présence des contraintes de confinement et l'évaluation de la composante de cisaillement par frottement.

La mise en commun du travail lié à ces sous objectifs permet donc, de déterminer la résistance au cisaillement d'une section de béton non fissurée et expliquer l'influence de la portée de cisaillement.

De plus, l'enveloppe de rupture d'une section soumise à l'interaction des efforts de cisaillement et de confinement permet l'évaluation des contraintes de cisaillement par frottement.

Les résultats générés contribuent à l'évaluation de la dégradation d'une structure en béton armé dans le but d'évaluer la capacité réelle d'une structure au cisaillement.

1.4 Structuration de la thèse

La thèse est constituée de six chapitres. Le chapitre d'introduction présente la problématique qui a fait naître ce projet ainsi qu'un survol des principaux objectifs et du type de résultats escomptés.

Le second chapitre concerne les fondements théoriques, qui ont pour but de mettre en évidence l'état de l'art concernant le comportement en cisaillement des éléments en béton armé renforcé et non renforcés vis-à-vis des sollicitations statiques ainsi que les modèles théoriques utilisés par les codes des calculs.

Le troisième chapitre vise à expliquer la contribution du béton seul au cisaillement :
Une analyse critique des principaux essais proposés pour la détermination du cisaillement est présentée accompagné par une estimation des différents codes de calcul connus.
Le chapitre se termine par une présentation des modèles numériques relevant la contribution du béton au cisaillement.

Le quatrième chapitre décrit sommairement l'essai proposé, ainsi que les principales hypothèses retenues. Il décrit la démarche d'analyse sous chargement statique en cisaillement, ainsi qu'en cisaillement composé, et présente le type de résultats que l'essai permet de générer.

Un programme expérimental basé sur la réalisation des essais de modèle est présenté au cinquième chapitre. L'objectif du volet expérimental est d'étudier les paramètres suivants:

- Déterminer les courbes rhéologiques de cisaillement
- L'influence du rapport (angle α) sur le comportement de béton en cisaillement.
- Déterminer la limite de rupture en cisaillement (seuil de cisaillement).

La qualité et la précision des résultats sont basées sur l'installation du système (machine d'essai +carte d'acquisition) en utilisant le logiciel (LAVIEW850-02) de « National Instruments » et la mise en marche de la carte d'acquisition informatisée.

Le 6éme chapitre comporte une étude numérique basée sur l'utilisation de logiciel ABAQUS : (Superior Finite Element Analysis Solutions).

La réalisation de la simulation pour l'ensemble des éprouvettes testées permet principalement l'obtention des profils de contrainte de cisaillement sous forme graphique de différentes nuances relevées.

L'objectif de cette partie, est l'interprétation des résultats obtenus et l'analyse comparative entre les résultats expérimentaux et numériques.

Le travail se termine par une discutions et recommandation concernant l'évaluation de la contribution du béton en cisaillement en fonction de l'influence de l'angle de rupture.

CHAPITRE 2.
FONDEMENTS THEORIQUES SUR LE CISAILLEMENT D'ELEMENTS STRUCTURAUX EN B.A

2.1. Comportement d'une poutre à l'effort tranchant

2.1.1. Généralités

Depuis l'invention du béton armé, les chercheurs ont essayé d'élaborer une théorie du comportement à l'effort tranchant des poutres en béton armé. Contrairement au comportement en flexion qui est correctement maîtrisé, la compréhension du comportement à l'effort tranchant d'une poutre lorsque la fissuration se développe demeure complexe, et ce malgré les recherches menées sur le sujet pour tenter d'évaluer la redistribution des contraintes internes **[4]**.

Généralement, dans une poutre en béton armé, les fissures dues aux efforts de cisaillement se forment aux endroits où la contrainte de cisaillement dépasse la résistance du béton en traction. Un effort tranchant crée de la traction oblique et en cas d'insuffisance de l'armature transversale, les fissures se développent. Dans le cas d'une poutre à portée simple, elles se forment dans le tiers de la portée voisine aux appuis et sont inclinées grossièrement d'un angle θ généralement admis égal à **45°** dans les normes (**Figure 2.1**).

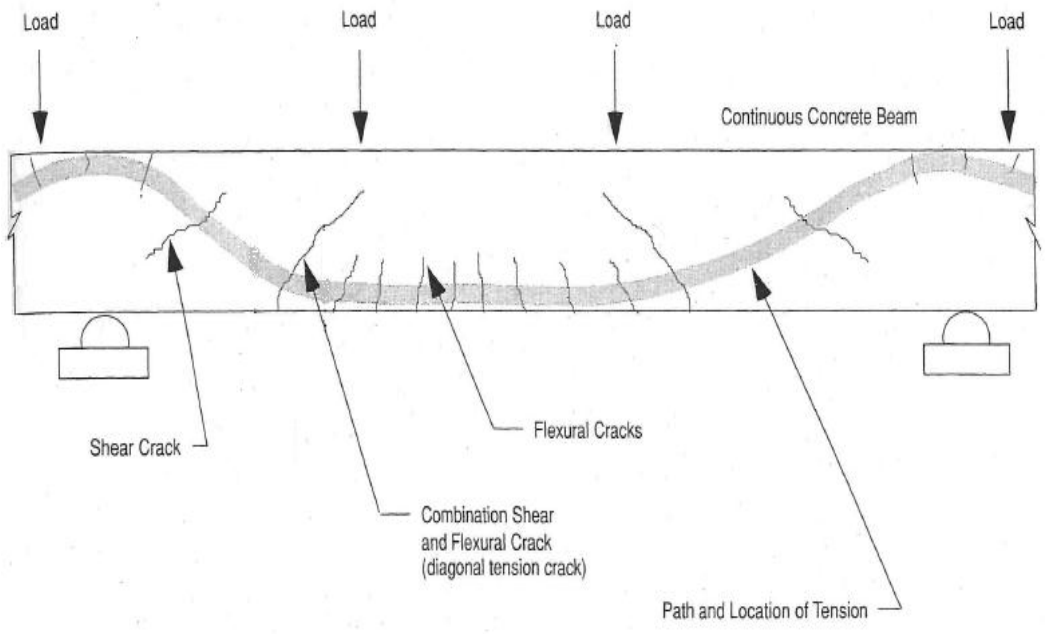


Figure 2.1. Localisation des fissures de cisaillement [5]

L'apparition de ce type de fissures démontre un problème lié à des efforts tranchants. Pour ce qui concerne les modes de rupture, plusieurs possibilités sont envisageables, dépendant de la géométrie de la poutre. De ce fait, le rapport *a/d* (portée de cisaillement) est généralement

utilisé pour distinguer les différents types de poutres en béton armé, où *a* est la distance entre l'appui et le point d'application de la charge et *d* la hauteur utile de la section de la poutre.

2.1.2. Comportement avant fissuration

La figue 2.2 montre la moitié d'une poutre simple. On admet que la poutre est soumise à une charge faible, de sorte que la résistance à la traction du béton n'est nulle part atteinte et que son comportement est partout élastique linéaire. Les contraintes dues à l'effort de flexion sont linéairement réparties sur la section, avec leurs valeurs maximale et minimale au droit des deux fibres extrêmes. L'effort tranchant, par contre, sollicite principalement la zone centrale de la section. Les contraintes de cisaillement suivent une répartition parabolique, avec une valeur maximale sur l'axe neutre et nulle aux fibres extrêmes.

Sur l'axe neutre (contrainte normale nulle et contrainte de cisaillement maximale), la contrainte de cisaillement coïncide avec deux contraintes principales, une de traction et l'autre de compression, inclinées de 45° dans les deux sens par rapport à l'axe de la poutre.

La contrainte de cisaillement correspond, en valeur absolue, aux deux contraintes principales, comme le montrent les cercles de Mohr (figure 2.2 A).

Dans la partie supérieure de la poutre, c'est la compression qui résulte de la flexion qui domine l'état de contrainte (cercle de Mohr B) tandis que dans la partie inférieure c'est la traction due à la flexion qui détermine les contraintes principales (cercle de Mohr **C**).

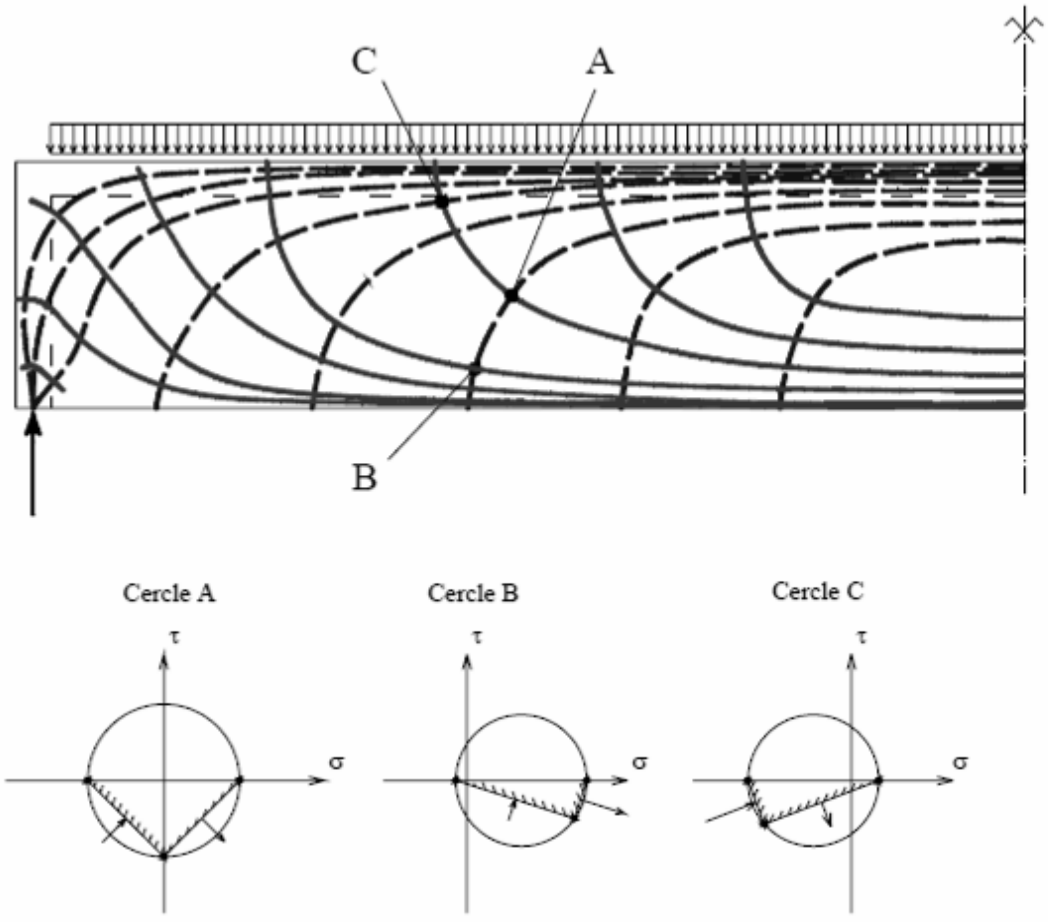


Figure 2.2. Contraintes principales dans une poutre non fissurée [6]

2.1.3. Comportement après fissuration

Lorsque la contrainte principale de traction atteint la résistance à la traction du béton, une ou plusieurs fissures apparaissent au niveau de la fibre tendue dans la zone où le moment de flexion est maximal. Les fissures dues au moment de flexion, perpendiculaires à l'axe de la

poutre, sont contrôlées par les armatures longitudinales et le béton comprimé. En présence d'effort tranchant, des fissures diagonales apparaissent généralement dans le prolongement des fissures de flexion **[7] [8]**, ce qui conduit aux tracés des trajectoires des contraintes principales représentés dans la figure 2.3.

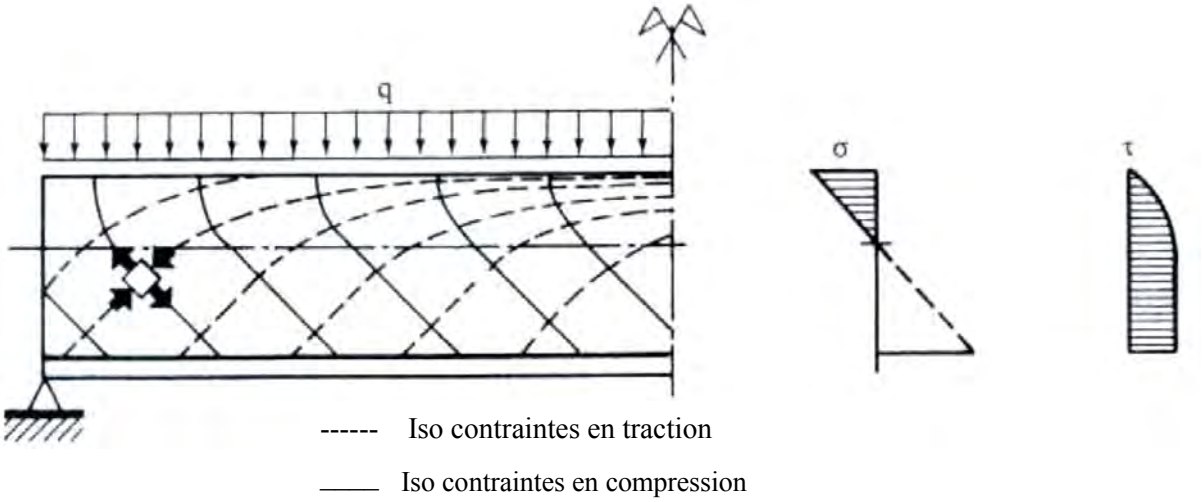


Figure 2.3. Trajectoires des contraintes principales à l'état fissuré [9]

La distribution de la contrainte de cisaillement dans une section fissurée et sous l'axe neutre est telle que présentée sur la figure 2.3 si l'on considère qu'il existe un transfert des contraintes tangentielles entre les lèvres de la fissure de flexion par effet d'engrènement.

2.2. Modélisation expérimentale

2.2.1. Paramètres contribuant à la résistance à l'effort tranchant

Les paramètres couramment admis contribuant à la résistance à l'effort tranchant d'un élément en béton armé sont les suivants :

1. La résistance du béton non fissuré.
2. La capacité du béton fissuré à transmettre des contraintes de traction (tension stiffening).
3. Le frottement et l'effet d'engrènement entre les lèvres des fissures.
4. La présence d'acier transversal qui empêche l'ouverture des fissures.
5. La résistance de l'acier longitudinal au cisaillement (effet de goujon).

L'effet d'engrènement (*aggregate interlock*) est dû au fait que les deux lèvres d'une fissure dans du béton ne sont pas parfaitement planes (figure 2.4.a). Lorsqu'il y a glissement relatif (mode II), des forces de contact entre agrégats apparaissent, résistant au cisaillement de la fissure. Plus particulièrement, le glissement engendre une contrainte de cisaillement parallèle à la fissure et opposée au mouvement ainsi qu'une contrainte normale qui tend à ouvrir la fissure (phénomène de dilatance). Ces contraintes sont inversement proportionnelles à l'ouverture de la fissure. Sous chargement cyclique, à effort normal constant, les courbes "effort tranchant - glissement entre les deux lèvres" ont une allure pincée: la rugosité diminue au cours des cycles et les lèvres peuvent glisser autour d'une certaine position [10]. Le phénomène d'engrènement, même s'il semble primordial pour certains modèles, est négligeable pour d'autres **[11]**.

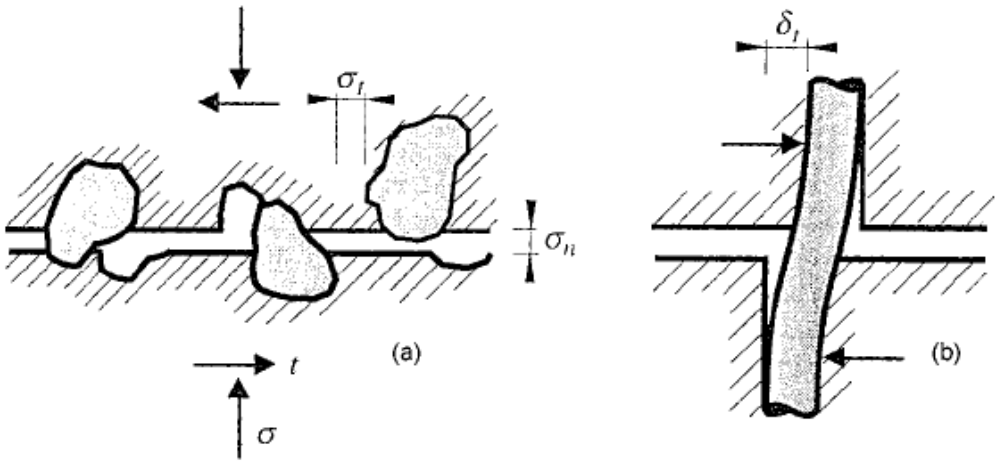


Figure 2.4. Interactions à l'interface de fissuration :
(a) engrènement ou interaction béton-béton des surfaces fissurées
(b) effet de goujon ou interaction acier–béton [12]

L'effet de goujon (*dowel effect*) est un phénomène assez complexe où intervient, en plus du cisaillement de l'acier, l'interaction avec le béton et les armatures transversales (figure 2.4.b). Il apparaît lorsqu'une fissure est traversée par le ferraillage: le glissement des lèvres est gêné par le ferraillage qui travaille en flexion et en tension. De plus, il exerce sur le béton avoisinant des efforts très élevés qui l'écrasent. Ainsi, sous chargement cyclique, les courbes "force – déplacement" ont la même allure que celle caractérisant le phénomène d'engrènement (pincement) : autour de la position neutre, le ferraillage peut fléchir facilement car le béton qui s'y opposait a été détruit au cours des cycles précédents. Il peut être réduit à un problème de matériau avec une loi de comportement convenable faisant intervenir la résistance à la traction du béton et la liaison acier béton. Comme le phénomène d'engrènement, l'effet de goujon est souvent négligé dans les modèles.

2.2.2. Poutre sans armatures transversales

2.2.2.1. Mécanismes de transfert de cisaillement

Fenwick et Paulay [13] ont montré qu'une poutre rectangulaire sans armatures transversales peut résister au cisaillement et à la flexion au moyen de l'effet voûte. On dit qu'elle se comporte comme un arc-tirant (figure 2.5).

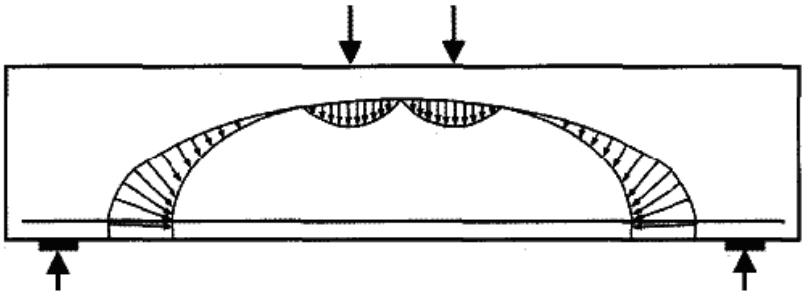


Figure 2.5. Fonctionnement d'une poutre rectangulaire sans armatures transversales soumise à l'effort tranchant

Le mécanisme de transfert des efforts dans les poutres sans armatures transversales est difficile à identifier clairement en raison de la complexité de la redistribution des contraintes qui

se produisent après la fissuration [14]. Le mécanisme de rupture fait intervenir trois contributions de forces internes (figure 2.6): la force de cisaillement dans le béton comprimé ($\boldsymbol{V_c}$ $\boldsymbol{ou}$ $\boldsymbol{V_{cz}}$), l'engrenage des agrégats ($\boldsymbol{V_a}$) et l'effet goujon des aciers longitudinaux ($\boldsymbol{V_d}$); c'est-à-dire :

$$\boldsymbol{V = V_{cz} + V_d + V_a} \qquad (\mathbf{1})$$

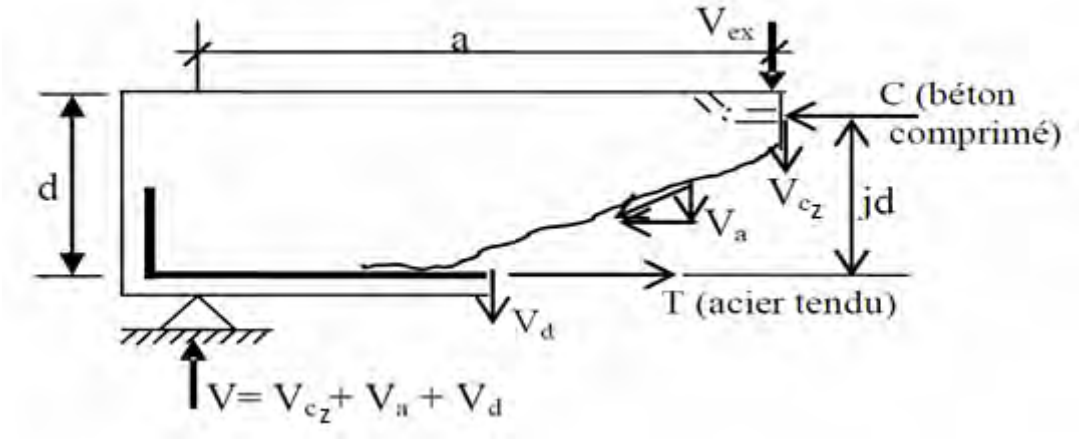


Figure 2.6. Forces internes dans une poutre sans armatures transversales [15]

Dans une poutre typique, l'augmentation en cisaillement externe (équation 1) doit être reprise par $\boldsymbol{V_{cz}}$, $\boldsymbol{V_d}$ et $\boldsymbol{V_a}$. Avec l'ouverture importante de la fissure diagonale, $\boldsymbol{V_a}$ et $\boldsymbol{V_d}$ deviennent moins effectives et s'atténuent, forçant $\boldsymbol{V_c}$ à reprendre tout l'effort et donc la rupture de la poutre se produit (la rupture est initiée par écrasement du béton) **[15]**.

Les recherches récentes montrent que pour une poutre type en béton armé, la force de cisaillement **V** est reprise dans les proportions approximatives suivantes :

$$\begin{cases} \mathbf{V_{cz}} = \mathbf{20} \text{ à } \mathbf{40}\% \text{ de } \mathbf{V} \\ \mathbf{V_d} = \mathbf{15} \text{ à } \mathbf{25}\% \\ \mathbf{V_a} = \mathbf{35} \text{ à } \mathbf{50}\% \end{cases}$$

Selon Taylor **[15]**, quand **V** (force de cisaillement) augmente, c'est $\mathbf{V_d}$ qui atteint sa capacité en premier. Après cela, une grande proportion de cisaillement est transférée aux agrégats. Le mécanisme est probablement le prochain à se rompre nécessitant un transfert rapide aux zones de compression du béton qui souvent se rompt de manière explosive.

$\mathbf{V_a}$, $\mathbf{V_{cz}}$ et $\mathbf{V_d}$ augmentent avec f_{cu} , les armatures tendues ρ ont aussi un effet sur la résistance au cisaillement.

La figure 2.7 montre l'effet de $\boldsymbol{f_{cu}}$ ($\boldsymbol{f'_c}$ aussi) et ρ sur la contrainte nominale ultime de cisaillement qui est souvent appelée la contrainte de cisaillement ultime:

$$\tau_u = \frac{V}{bd}$$

Où : $\boldsymbol{V}$ est la force ultime de cisaillement due aux charges ultime.

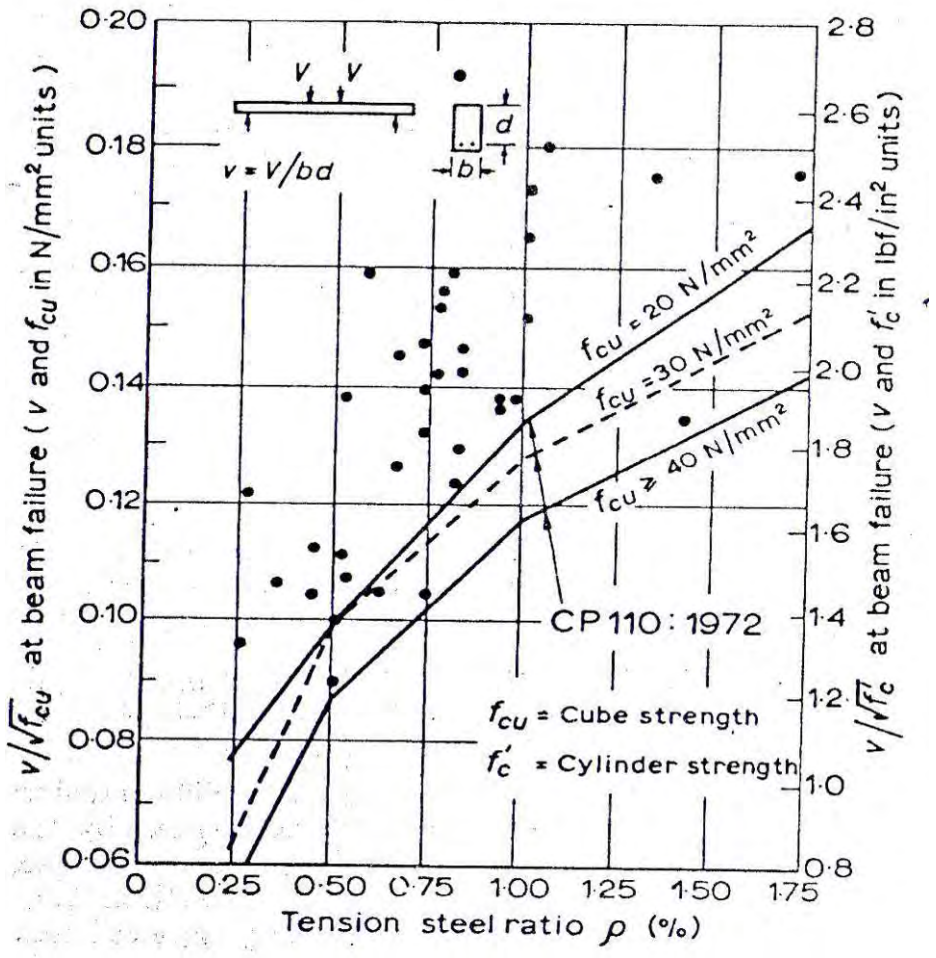


Figure 2.7. Effet de $f_u$et ρ sur la contrainte nominale ultime de cisaillement [16]

2.2.2.2. Influence de la portée de cisaillement et modes de ruine

Lorsque la charge augmente, c'est généralement dans la zone tendue que se forment les premières fissures. Nous observons donc des fissures verticales de flexion dans la partie inférieure, qui se propagent dans la partie intermédiaire avec une direction de plus en plus inclinée. Si la poutre n'est armée que par des barres longitudinales pour reprendre la flexion, une fissure critique peut se propager d'une façon instable et provoquer une rupture fragile de la zone comprimée. L'état de contrainte juste avant la rupture est assez complexe à cause de l'influence déterminante des fissures. C'est pourquoi la charge de rupture est généralement déterminée en utilisant des méthodes empiriques ou semi-empiriques.

L'effort tranchant qui peut être repris dans des éléments sans armatures d'effort tranchant est assez faible, de sorte que seuls des éléments peu sollicités à l'effort tranchant, comme par exemple des dalles élancées et les éléments secondaires de faibles dimensions peuvent être construits sans armature d'effort tranchant.

Selon le rapport a_v/d, les poutres sont classées comme suit:

- Poutres très profondes a_v/d ≤ 1.
- Poutres profondes 1 < a_vd ≤ 2.5.
- Poutres élancées 2.5 < a_v/d ≤ 6.
- Poutres très élancées a_v/d > 6.
- Le mode de rupture dépend de la valeur du rapport a_v/d. Des phénomènes de fissuration et d'écrasement du béton aux appuis sont distingués.

a. Poutres très élancées, a_v/d > 6

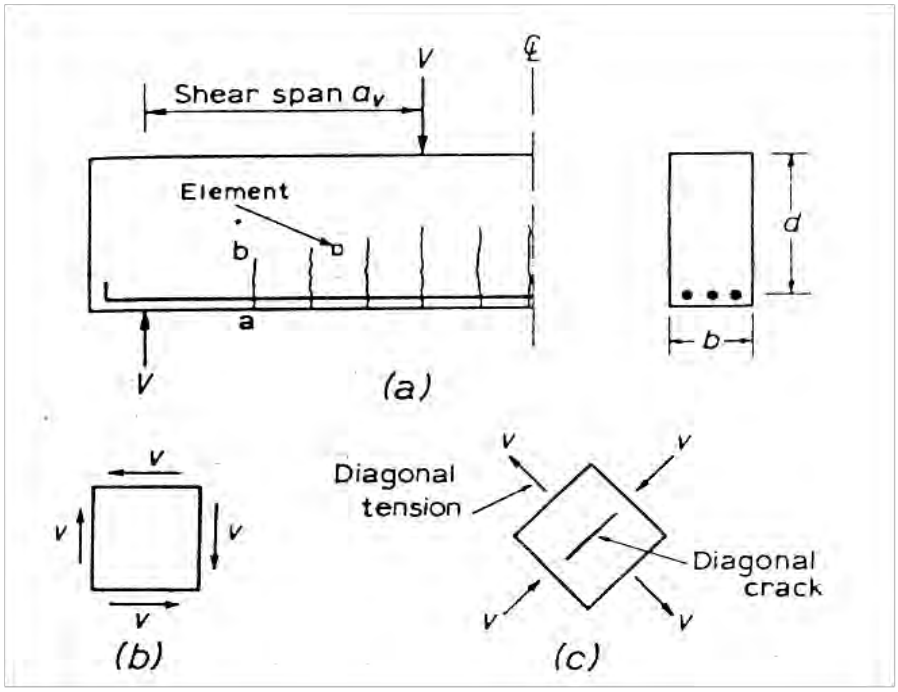


Figure 2.8. Notions traditionnelles de cisaillement et traction diagonale [17]

Ce type de poutre présente un mode de rupture en flexion avant même l'apparition des fissures inclinées : Rupture due au moment fléchissant (Figure 2.8.a)

b. Poutres élancées 2.5 < a_v/d ≤ 6.

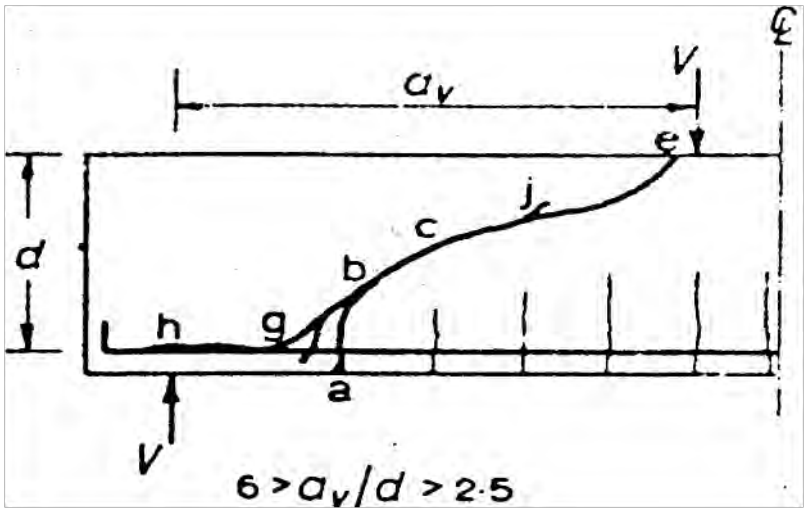


Figure 2.9. Poutres élancées $2.5 < a_v/d \leq 6$.

La rupture se produit soit en cisaillement le long des fissures inclinées ou bien par écrasement du béton en même temps que la plastification des aciers d'armature longitudinale.

- Si a_v/d est suffisamment grand, la fissure se propagera rapidement vers "e" (figure 2.9) et on aura un éclatement de la poutre en deux pièces: rupture par traction diagonale (figure 1.8.c) "*Diagonal-tension failure*". → $V_U \cong V_{Cr}$
- Si a_v/d est relativement bas (se rapproche de 2.5) la fissure arrive à "j" et il y un développement d'une fissure "g-h" le long de l'armature longitudinale: rupture d'adhérence béton-acier et éclatement du béton le long de "g-h". La rupture est appelée mode de rup-

ture par tension-cisaillement "*shear tension failure*" ou par adhérence-cisaillement "*shear bond failure*". → $\boldsymbol{V_U = V_{Cr}}$

c. Poutres profondes, 1 < a_v/d <2.5

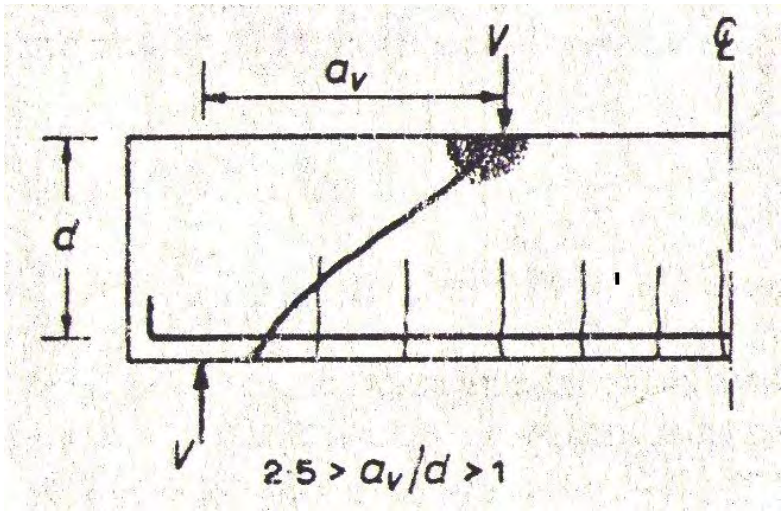


Figure 2.10 Poutres profondes $1 < a_v/d \leq 2.5$. [15]

Quand $\boldsymbol{V}$ augmente, la fissure rentre dans la zone de compression du béton (figure 2.10) et on observe un écrasement du béton de manière explosive: rupture compression et cisaillement "*shear-compression failure*". → $\boldsymbol{V_U \geq 2V_{Cr}}$

d. Poutres très profondes, a_v/d<l

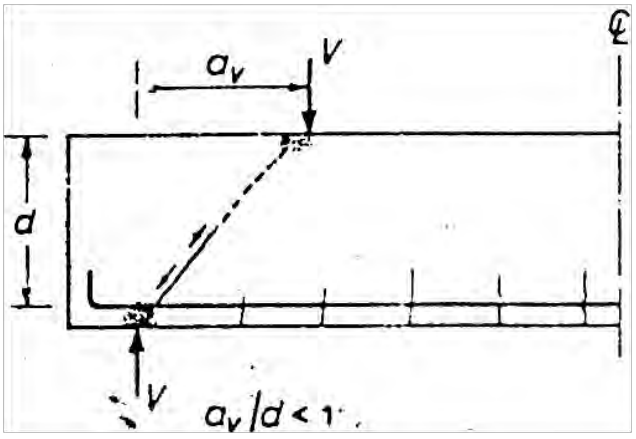


Figure 2.11 Poutres très profondes $a_v/d \leq 1$.

Le comportement d'une poutre avec un tel $a_v/\boldsymbol{d}$ se rapproche de celui des poutres profondes (dont $\boldsymbol{d}$ est très grand) **[18, 19]**. La fissuration se forme approximativement le long d'une ligne joignant la charge de cisaillement et l'appui. C'est le résultat de l'éclatement de la force de compression (du béton) qui est transmise directement du point de chargement au support et l'écrasement du béton à lieu. Le mode de rupture : Mode de rupture d'une poutre profonde "*deep beam failure mode*".

2.2.3. Poutre avec présence de cadres

A travers une fissure inclinée d'effort tranchant (figure 2.12), le mécanisme d'équilibre est assuré par les efforts internes présentés précédemment auxquels il convient désormais d'ajouter l'effort transmis par les armatures transversales.

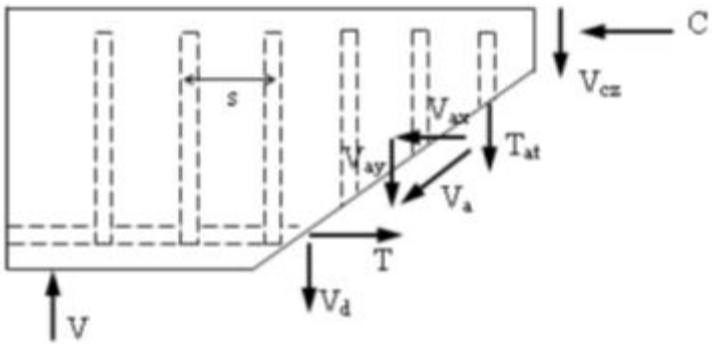


Figure 2.12. Efforts de cisaillement dans une poutre fissurée en béton armé avec aciers transversaux d'effort tranchant répartis selon un espacement s.

Le mécanisme de rupture des poutres avec armatures transversales fait désormais intervenir, en complément des forces précitées dans la relation (I), l'effort normal de traction T_{at} dans les armatures transversales.

A partir de l'équilibre statique du tronçon de poutre, V est alors égal à :

$$T_{at} + V_{cz} + V_d + V_a \qquad (2)$$

2.3 Modélisation théorique

2.3.1. Généralité

Après avoir donné un aperçu général des phénomènes observés dans les mécanismes de rupture des poutres en présence d'effort tranchant, on présente dans la suite les principales méthodes d'analyse de ces phénomènes et de dimensionnement utilisées. On commence par rappeler la théorie du treillis de Ritter-Mörsch qui est l'ancêtre des théories actuelles de dimensionnement avec prise en compte de l'effort tranchant. Dans la suite on présente la théorie des bielles et des tirants et champ de compression, qui est l'extension de la précédente à des géométries plus complexes. On montre notamment dans cette section les rapports de parenté liant cette approche et l'approche statique du calcul à la rupture.

2.3.2. Le treillis de Ritter-Mörsch [20,21]

La méthode du treillis de Ritter-Mörsch (figure 2.13) date de la fin du siècle dernier [20,21] et fut introduite pour permettre le dimensionnement des armatures transversales des poutres en béton armé soumises à un effort tranchant. L'idée principale est que, dans la phase de service, une poutre renforcée longitudinalement et transversalement va développer des fissures diagonales inclinées à 45° par rapport à l'axe de la poutre. Ces fissures délimitent ainsi des "bielles" de béton, censées ne résister qu'à des efforts de compression uni axiale. Les barres d'acier, qui forment avec les bielles de béton le treillis de Ritter-Mörsch sont censées quant à

elles, ne résister qu'à des efforts de traction uniaxiale. Les efforts dans le treillis ainsi formé étant déterminés statiquement par le simple équilibre des noeuds, il est possible de calculer les efforts dans les barres verticales (armatures transversales) et de les dimensionner en conséquence.

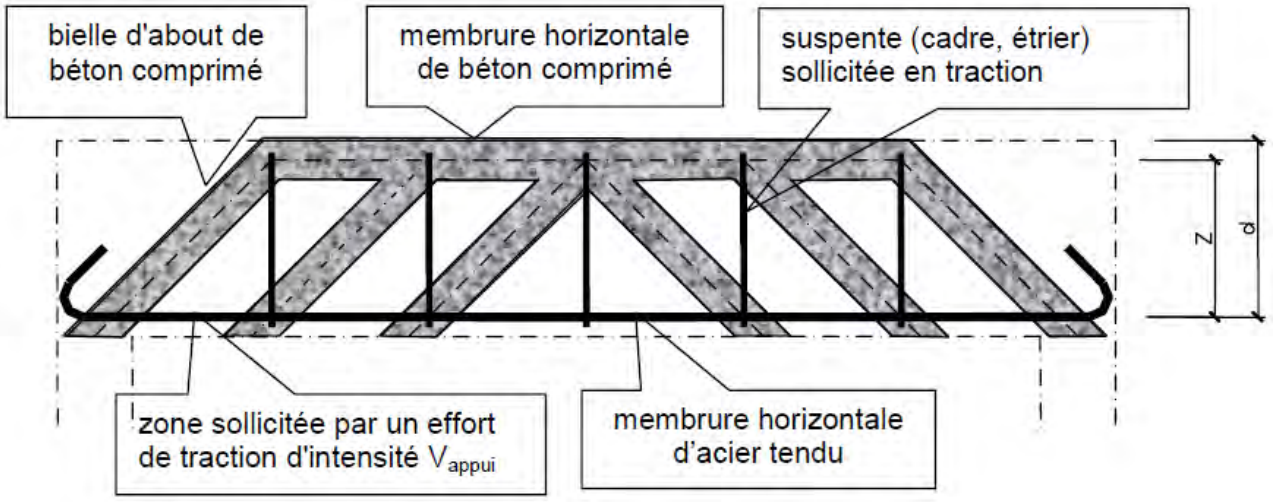


Figure 2.13 Treillis équivalent de Ritter-Mörsch [20,21]

Le principal intérêt de la méthode du treillis réside dans sa simplicité. Elle donne une manière de calculer un ordre de grandeur des efforts dans les aciers. De nombreux essais ont cependant montré que les résultats donnés par la méthode du treillis amènent à surestimer les efforts dans les armatures. Ce modèle très simplifié est cependant à la base des codes de dimensionnement actuels.

2.3.3. La méthode des bielles et des tirants

2.3.3.1. Introduction

La méthode des bielles et tirants (appelée aussi « analogie du treillis » présente une des voies suivies par les ingénieurs depuis environ dix ans pour la conception des structures en béton armé. Se fondant sur l'analogie du treillis formulée pour la première fois par Ritter et Morsch, et développée notamment par Schlaich [22], et Marti [23, 24], cette méthode a permis de concevoir des modèles mécaniques simples visant à expliquer le fonctionnement des structures en béton armé depuis la phase de service jusqu'à la phase de ruine.

Reprenant les principes proposés par Ritter et Morsch, la méthode se fonde sur la représentation du comportement d'une structure plane en béton armé par celui d'un treillis dans lequel les barres comprimées modélisent des bielles de béton, et les barres tendues les armatures. On construit donc à cet effet un treillis de barres reliées par des articulations (ou noeuds) auxquels

sont appliqués les efforts extérieurs à la structure (figure 2.14). Ces barres sont dans le modèle, l'idéalisation d'un champ de contrainte uni axial. La géométrie du treillis est choisie de manière à représenter le mieux possible le fonctionnement mécanique de la structure, et de permettre le dimensionnement des armatures.

Le principe de la méthode est illustré ci-dessous pour une moitié de la poutre et comparées avec l'allure des fissures qui se développent dans une poutre réelle. Cette comparaison montre que l'effort tranchant dans une poutre en béton armé doit être repris par ***deux éléments*** : les étriers comprimé tendus d'une part (montants tendus dans la représentation bielles-et-tirants) et le béton d'autre part (« colonnes » entre les fissures, bielles inclinées.

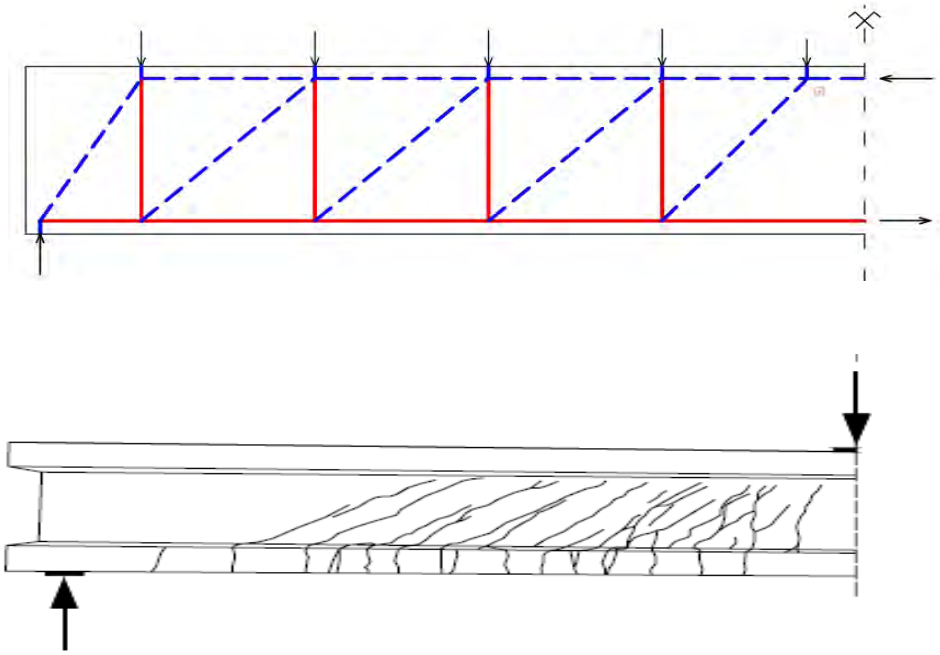


Figure 2.14 Bielles-et-tirants pour représenter les efforts dans une poutre soumise à l'effort tranchant, comparaison avec la fissuration d'une poutre réelle soumise à une charge concentrée à mi-travée.

La représentation avec bielles-et-tirants est basée sur les hypothèses simplificatrices suivantes :

- chaque zone de béton soumise à une compression inclinée est représentée par une bielle concentrée, inclinée et comprimée. Cette bielle représente la résultante du champ de contrainte (même direction, position correspondante à l'axe du champ et effort correspondant à l'intégrale sur le champ).
- les étriers sont considérés comme concentrés dans les tirants verticaux.
-L'armature longitudinale tendue ainsi que la zone comprimée supérieure sont considérées comme concentrées sur leur axe de gravité.

- La première bielle inclinée à gauche n'a pas un état de contrainte homogène : le même effort est repris par une surface de béton plus petite au voisinage de l'appui que dans la partie supérieure de la bielle. Il en résulte un champ de contrainte d'intensité variable. Nous appellerons ce type de champ de contrainte « champ de contrainte en éventail », pour indiquer que la compression se diffuse dans le béton (voir figure 2.15).

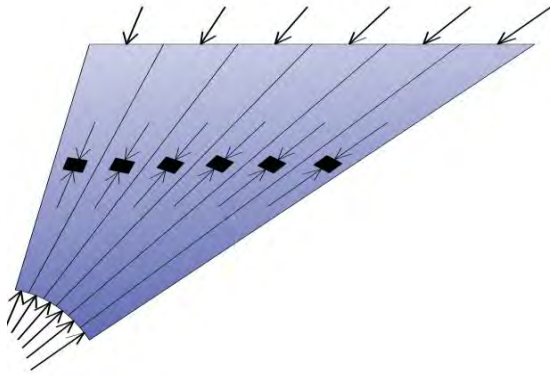


Figure 2.15 Champ de contrainte en éventail

- C'est pourquoi l'inclinaison de la première bielle est sensiblement plus grande que celle des bielles suivantes (figure 2.14).
- Les nœuds entre membrures, bielles inclinées et champs de traction verticaux des étriers sont simplement représentés, dans le champ de contraintes, par des lignes de discontinuité (membrures). Sur ces lignes de discontinuité agissent deux champs (compression inclinée et champ distribué des étriers) en équilibre avec l'effort transmis aux membrures dans l'armature longitudinale inférieure par de biais de l'adhérence acier-béton et dans la membrure supérieure par diffusion de l'effort dans l'aile comprimée. La composante verticale du champ de compression inclinée doit être en équilibre avec la contrainte verticale du champ des étriers (voir cercle de Mohr ci-dessous).

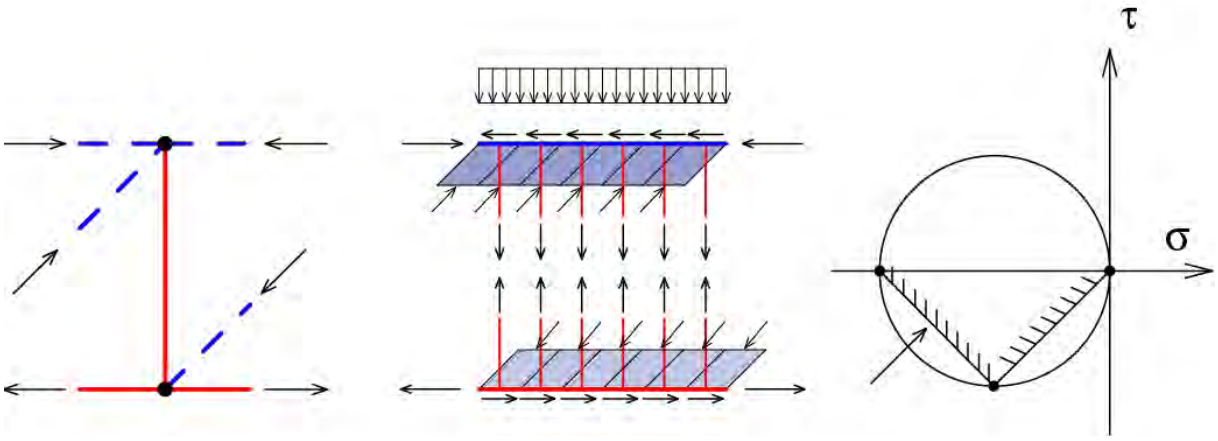


Figure 2.16 Nœuds entre bielles inclinées, tirants représentants les étriers et membrures

- Sur le nœud d'appuis convergent deux bielles comprimées : la bielle inclinée et une bielle verticale qui représente la compression introduite par la réaction d'appui). La force de déviation de ces deux bielles qui ne sont pas alignées est reprise par l'armature longitudinale. Dans ce cas aussi, la force doit être introduite dans l'armature par le biais de l'adhérence. Comme nous allons voir par la suite, cela peut être problématique si la longueur à disposition sur appui ne suffit pas pour l'ancrage des armatures. Dans ce cas, il est nécessaire d'ancrer l'armature dans le béton à gauche du nœud. Cela signifie donc que, sur le nœud, trois bielles comprimées se rencontrent (aux deux bielles décrites précédemment s'ajoute une bielle horizontale correspondant à la zone de béton qui a repris la force de l'armature). Nous pouvons représenter cette situation par une zone supplémentaire du champ de contraintes dans laquelle agit un état de compression bi-axiale. On peut facilement démontrer que si l'intensité des contraintes dans les trois bielles est la même, les lignes de discontinuité sont perpendiculaires aux bielles et, dans le nœud, les deux contraintes principales sont égales à la contrainte de compression dans les bielles.

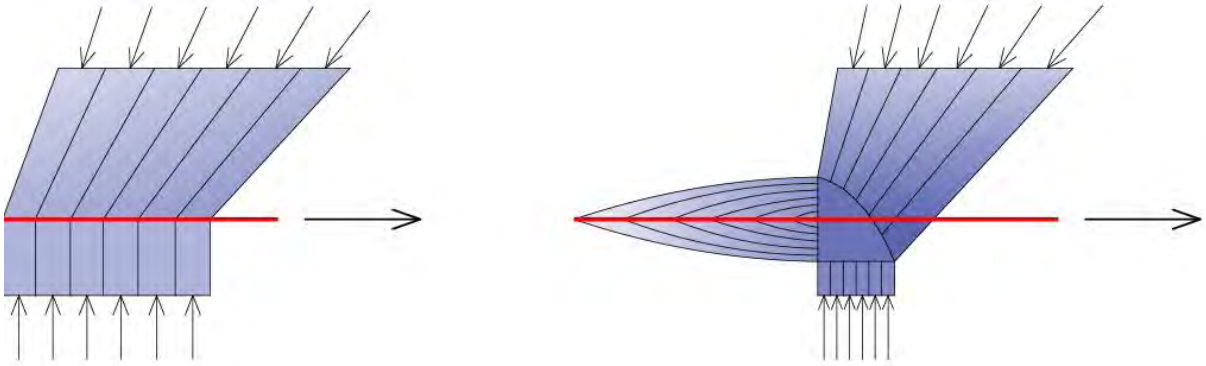


Figure 2.17 Nœud d'appuis avec ancrage de l'armature à l'intérieur ou à l'extérieur

- Pour des raisons pratiques, il est utile de déterminer les dimensions minimales du nœud en admettant que la résistance du béton f_{cd} est atteinte. Cela permet de vérifier si le béton à disposition est suffisant pour la reprise des efforts de compression (vérification de la dimension minimale de l'appui et de l'espace nécessaire pour reprendre l'effort de l'armature).

2.3.3.2. Les efforts et les équations de dimensionnement des étriers

L'analyse par coupes permet un calcul rapide des efforts déterminants, surtout si les coupes sont faites d'une façon appropriée. L'effort dans les étriers résulte directement de l'équilibre des forces verticales sur une coupe inclinée dans la direction du champ de compression et vaut V_d (voir figure 2.18).

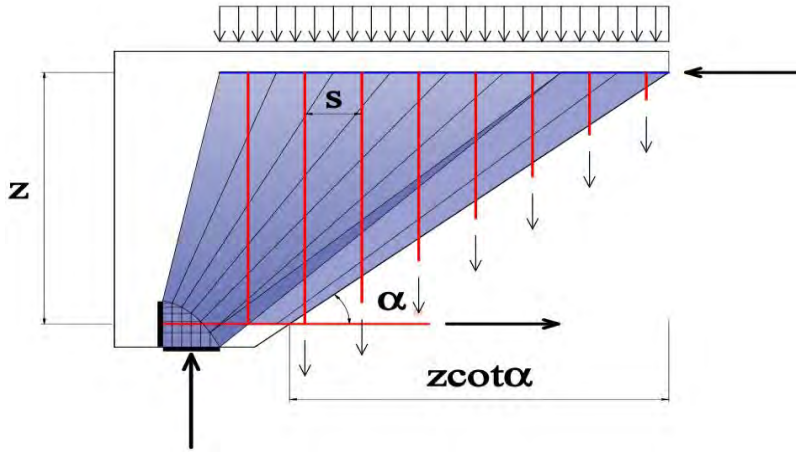


Figure 2.18 Coupe pour la détermination de l'effort dans les étriers

Le nombre d'étriers coupés est :

$$\frac{Z.\cot\alpha}{S} \qquad (3)$$

Où $\boldsymbol{z}$ est la distance entre les deux membrures (bras de levier pour la flexion), $\boldsymbol{\alpha}$ l'inclinaison des bielles comprimées et $\boldsymbol{S}$ l'espacement des étriers. Si $\boldsymbol{A_{sw}}$ est la surface des barres d'armature qui composent un étrier (deux barres en cas d'étriers simples), la contrainte dans l'acier est :

$$\sigma_{sd} = \frac{V_d}{Z} \cdot \tan\alpha \cdot \frac{S}{A_{sw}} \qquad (4)$$

En considérant que la contrainte dans l'acier ne peut pas dépasser la limite d'écoulement, l'équation qui permet de dimensionner les étriers devient :

$$\frac{A_{sw}}{S} \geq \frac{V_d}{Z \cdot f_{sd}} \cdot \tan\alpha \qquad (5)$$

2.3.3.3. L'effort dans les bielles inclinées

L'effort dans les bielles verticales vaut V_d comme nous venons de voir. Celui dans la diagonale inférieure vaut donc :

Figure 2.19 Détermination de l'effort dans le champ de contrainte inclinée

$$N_{cd} = -\frac{V_d}{\sin \alpha} \qquad (6)$$

, et doit être repris par une surface de béton égale à : $A_c = b_w \cdot z \cdot \cos \alpha$ (7)

de sorte que la contrainte dans le champ de compression inclinée vaut :

$$\sigma_{cd} = \frac{-V_d}{b_w \cdot Z} \cdot \frac{1}{\sin \alpha \cdot \cos \alpha} \qquad (8)$$

Il faut remarquer que le premier terme correspond à la contrainte de cisaillement sur une coupe verticale et le deuxième ne dépend que de l'inclinaison des bielles.

2.3.3.4. La résistance des bielles inclinées

Du fait que les étriers doivent être déformés pour être activés, des fissures se forment approximativement dans le sens des bielles comprimées. Ces fissures ont des conséquences négatives sur la résistance du béton des bielles. En effet ces fissures provoquées par la déformation des étriers sont similaires à celles que l'on peut observer dans un prisme de béton sollicité par une compression uni-axiale au-delà de la résistance à la compression en phase adoucissante (voir figure 2.20).

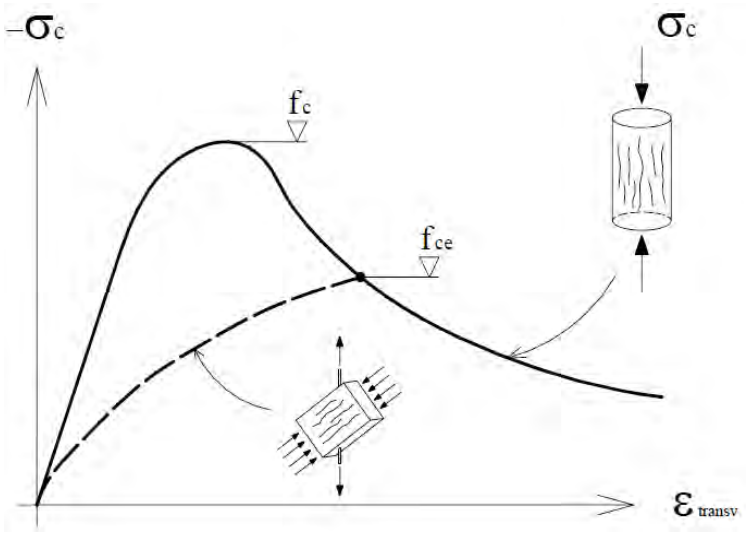


Figure 2.20 Analogie entre l'adoucissement du béton dans la compression simple et réduction de la résistance du béton provoquée par la déformation transversale.

En outre les fissures s'ouvrent avec une flexion locale des étriers de sorte que le béton est localement dégradé. Pour tenir compte de ces effets, la résistance à la compression du béton des bielles doit être réduite en fonction de l'état de déformation transversale. Pour des applications pratiques on peut réduire la résistance par le facteur : $k_c = 0.6$

et le facteur de fragilité :

$$k_{fc} = (30/f_{ck})^{1/3} \leq 1 \qquad (9)$$

de sorte que la résistance à la compression des bielles inclinées est donnée par :

$$f_{cd} = k_c \cdot k_{fc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \qquad (10)$$

2.3.3.5. Les efforts dans les membrures

Une coupe verticale montre qu'à cause de la compression inclinée, l'effort de cisaillement est accompagné par une compression longitudinale.

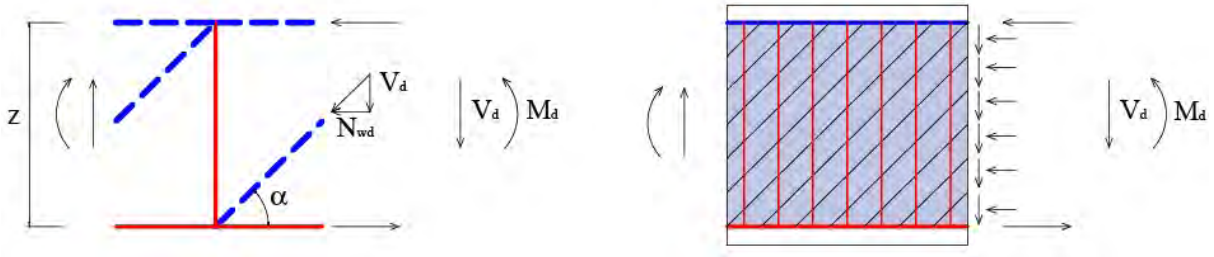


Figure 2.21 Détermination des efforts dans les membrures

Sur l'âme agit donc un effort normal qui vaut :

$$N_{wd} = -V_d \cot \alpha \qquad (11)$$

et qui doit être en équilibre avec une augmentation de N_{wd} / 2 dans les deux membrures. Dans ces dernières, l'effort vaut donc :

$$N_{sup,d} = -\frac{M_d}{Z} + \frac{V_d}{2} \cdot \cot \alpha \qquad (12)$$

et

$$N_{inf,d} = \frac{M_d}{Z} + \frac{V_d}{2} \cdot \cot \alpha \qquad (13)$$

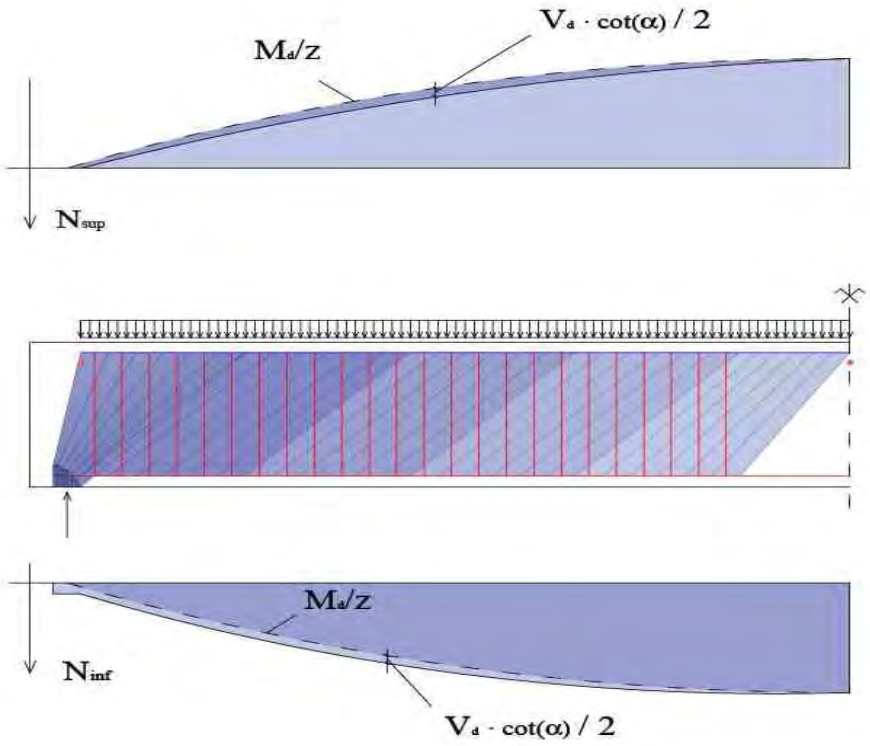


Figure 2.22 Répartition des efforts dans les membrures de la poutre analysée

L'effet de l'effort tranchant est donc une diminution de l'effort dans la membrure comprimée et une augmentation de l'effort dans la membrure tendue. Cela signifie que l'armature dimensionnée à la flexion doit être augmentée pour reprendre l'effort tranchant. Il faut néanmoins remarquer que cette résistance supplémentaire disparaît généralement dans les sections critiques à la flexion, car l'effort tranchant est nul où la flexion est maximale. C'est le cas, par exemple, de la section à mi- portée de la poutre considérée ici, ou des appuis intermédiaires d'une poutre continue.

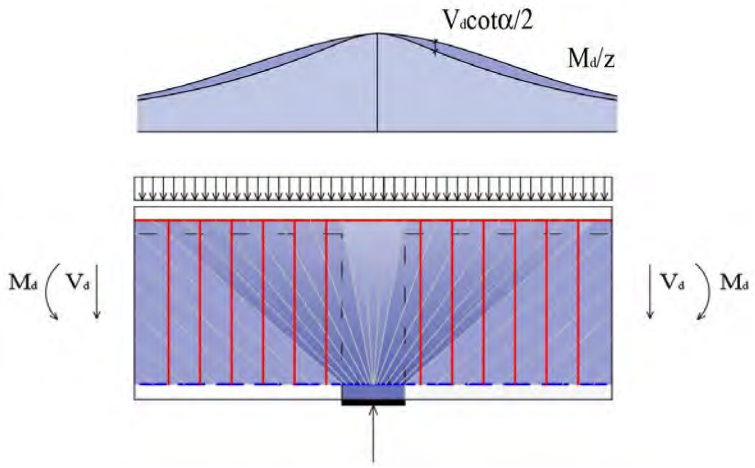


Figure 2.23 Efforts dans la membrure tendue d'une poutre continue

2.3.3.6. Le choix de l'inclinaison des bielles

En général si l'inclinaison des bielles diminue :

- les étriers peuvent aussi être réduits, mais
- la contrainte dans le champ de compression incliné augmente et
- l'effort supplémentaire dans la membrure tendue augmenté également.

Pour limiter la quantité d'étriers il est donc raisonnable de ***choisir*** une faible inclinaison des bielles. Il s'agit en effet d'un dimensionnement plastique rendu possible par le fait que le système est hyperstatique intérieurement et qu'une redistribution des efforts est donc possible (pour autant que le comportement soit ductile). Si les étriers sont faibles, une fois atteinte leur limite d'écoulement la charge peut encore être augmentée, puisque l'inclinaison du champ de contrainte diminue. Il ne faut néanmoins pas choisir des inclinaisons trop faibles, qui pourraient mener à un sous-dimensionnement des étriers. Dans ce cas, on pourrait avoir des déformations plastiques dans les étriers déjà à l'état limite de service, ou bien des fissures trop développées à l'état limite ultime qui pourraient limiter la capacité de redistribution des efforts. Pour éviter ces deux problèmes, une limite inférieure doit être fixée pour l'inclinaison des bielles :

$$\alpha \geq 25$$

Si les contraintes dans les diagonales ou l'effort à ancrer dans l'armature longitudinale sur l'appui sont déterminants, le choix d'une inclinaison plus grande est raisonnable. Une limite doit être définie dans ce cas aussi. En effet, le choix d'une inclinaison trop grande pourrait mener à une sous-estimation de l'effort dans l'armature longitudinale, avec le danger d'une

rupture fragile par adhérence insuffisante. C'est pourquoi la limite supérieure : $\alpha \leq 45°$ doit être considérée.

- **Solution avec étriers inclinés**

Dans certains cas il peut être raisonnable d'incliner les étriers dans la direction opposée à celle des bielles (voir figure 2.24).

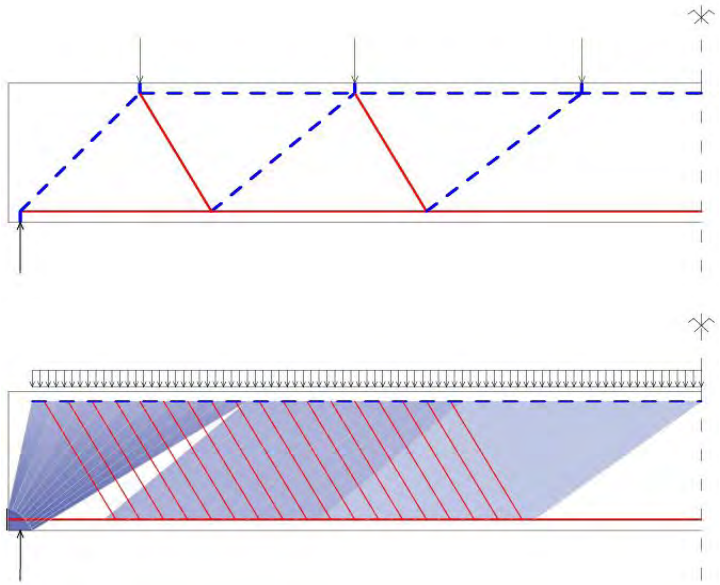


Figure 2.24 Efforts dans le cas d'étriers inclinés

Les efforts peuvent être déterminés comme dans les poutres avec étriers verticaux :

$$\frac{A_{sw}}{S} \geq \frac{V_d}{Z \cdot f_{sd}} \cdot \frac{1}{\sin\beta \cdot (\cot\alpha + \cot\beta)} \qquad (14)$$

$$\sigma_{cd} = \frac{-V_d}{b_w \cdot Z} \cdot \frac{1}{\sin^2\alpha \cdot (\cot\alpha + \cot\beta)} \qquad (15)$$

$$N_{inf,d} = \frac{M_d}{Z} + \frac{V_d}{2} \cdot (\cot\alpha - \cot\beta) \qquad (16)$$

Cette solution peut devenir intéressante dans le cas d'âmes très minces car la contrainte dans le champ de compression inclinée ainsi que la fissuration transversale sont fortement diminuées. Elle est néanmoins rarement utilisée car le montage des étriers et les joints de construction éventuels deviennent compliqués. En outre l'avantage sur la quantité d'étriers est faible car la diminution de surface nécessaire est partiellement compensée par une longueur plus grande.

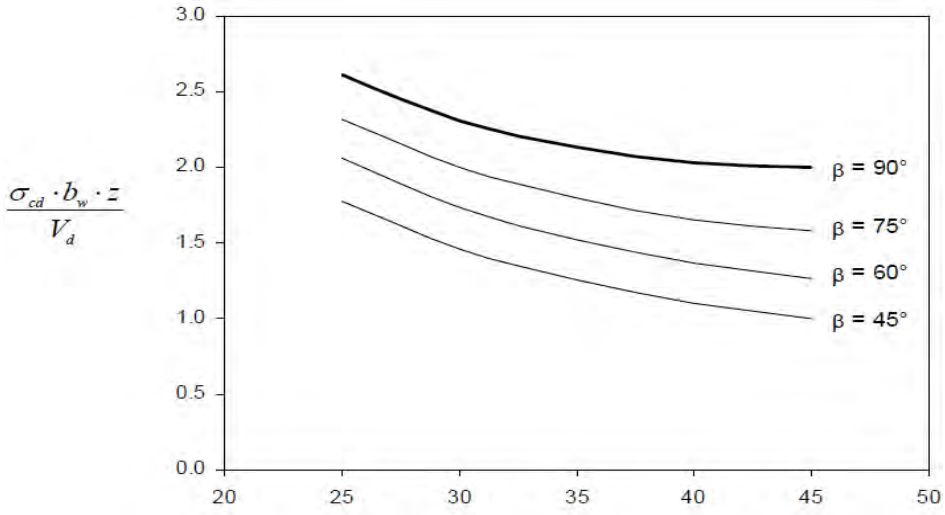


Figure 2.25 Contrainte dans le champ de compression en fonction de son inclinaison α et de l'inclinaison des étriers β

2.3.4. Théorie du champ de compression

La Théorie du champ de compression est un modèle macroscopique, proposé par Vecchio et Collins (1986) **[25]**. Elle se base sur la méthode des bielles et tirants en représentant une section de poutre par une succession de fissures diagonales traversées par des étriers (figure 2.26).

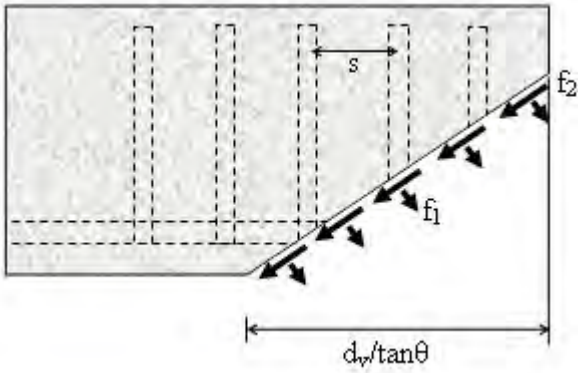


Figure 2.26 Efforts principaux de cisaillement dans une poutre en béton armé

La différence entre la Théorie du champ de compression par apport à la méthode des bielles et tirants est illustrée sur les hypothèses suivantes :

- Les étriers sont considérés comme uniformément repartis le long de la poutre.
- Chaque zone de béton soumise à une compression inclinée (approximativement orientée dans la direction des fissures) est schématisée par une zone à contrainte homogène (direction et intensité constantes).
- Les champs de compression d'intensité uniforme sont délimités par des lignes de discontinuité. Cela signifie que de part et d'autre des lignes de discontinuité les contraintes sont différentes. Les conditions d'équilibre doivent néanmoins être respectées, de sorte que dans notre

cas, avec des champs de compression uni-axiale, les directions principales sont parallèles à la ligne de discontinuité. Il faut remarquer qu'une ligne de discontinuité n'est pas admissible selon la théorie de l'élasticité. Nous devons faire appel ici à la théorie de la plasticité, en admettant un comportement rigide-plastique du béton (voir figure 2.27).

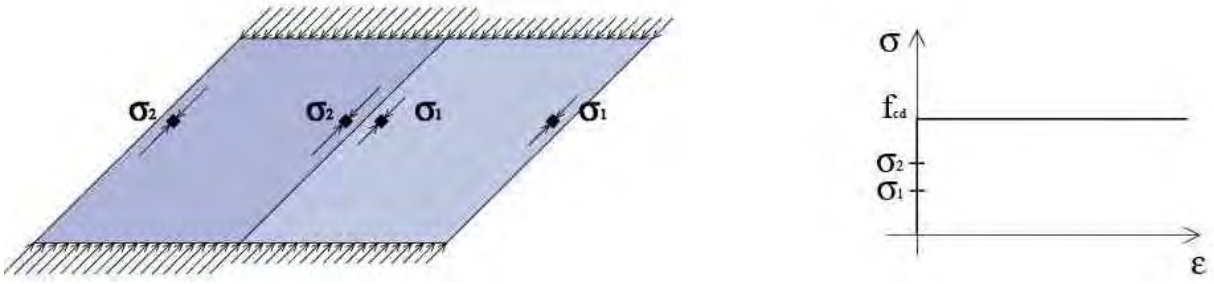


Figure 2.27 Lignes de discontinuité entre éléments du champ de contraintes

Les contraintes principales de compression se traduisent à partir de l'équilibre des efforts horizontaux et verticaux sur une section (équation 17).

$$f_2 = \frac{V}{b_w d_v}(\tan\theta + \frac{1}{\tan\theta}) - f_1 \qquad (17)$$

La rupture du béton survient lorsque la contrainte principale en compression atteint la résistance du béton. Il faut toutefois noter que cette résistance diminue en fonction des déformations principales en tension, soit les déformations perpendiculaires à la fissuration. En effet, lorsque la fissuration survient dans des éléments de béton armés cisaillés, la résistance et rigidité du béton comprimé et situé parallèlement aux fissures sont réduites. Les fissures nuisent en effet au transfert des efforts de cisaillement, augmentant les efforts de compressions afin de maintenir l'équilibre. La contrainte principale de compression dans le béton (f_2) après la fissuration (dans l'axe parallèle aux fissures) décroît avec l'augmentation des déformations principales en tension. La contrainte principale en compression est par conséquent limitée (équation 18).

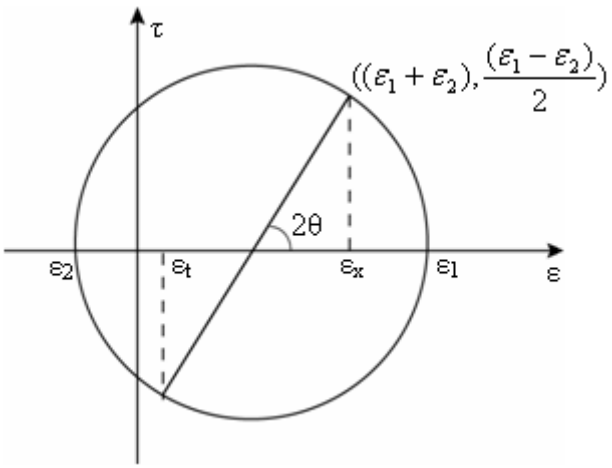


Figure 2.28. Cercle de Mohr des déformations

$$f_{2max} = \frac{f_c'}{0.8 + 170\,\varepsilon_1} \qquad (18)$$

La relation contrainte déformation dans l'axe parallèle aux fissures est par conséquent modifiée, tel que le traduit Vecchio (1999) **[26]** avec une équation parabolique simplifiée (équation 19).

$$f_2 = f_{2max}\left[2\left(\frac{\varepsilon_2}{\varepsilon'_c}\right) - \left(\frac{\varepsilon_2}{\varepsilon'_c}\right)^2\right] \qquad (19)$$

Dans cette équation, ε'_c correspond à la déformation associée à la résistance maximale en compression, valeur supposée à 0.002 selon Vecchio (1999) **[26]**. L'état de contrainte varie donc en fonction de l'angle de rotation et de déformation principale en tension, c'est-à-dire que la loi du béton est mise à jour pour tenir compte des contraintes bidirectionnelles **[27]**

Une modification fut apportée à la théorie initiale suggérée par Vecchio et Collins (1981) **[28]**. Cette version modifiée (*Théorie du champ de compression modifiée*) considère un transfert des contraintes au travers des fissures par la friction ou l'interaction des granulats. La grandeur de ces contraintes est fonction de l'ouverture des fissures qui est fonction de l'espacement des fissures et des étriers **[29]**. Le comportement réel est ainsi mieux représenté puisqu'il inclut une certaine contribution du béton à la résistance au cisaillement.

2.4. Conclusions

De nombreux facteurs influencent le comportement des éléments en béton armé. Il faut noter que le comportement en cisaillement d'une pièce en béton armé est complexe car la rupture varie en fonction de la charge appliquée, de la présence ou non d'armatures transversales, des dimensions de la pièce, de la géométrie de la pièce, de l'adhérence acier/béton et de la résistance du béton ainsi que de celle de l'acier.
Cependant, il existe des paramètres plus influents que d'autres.

Généralement, la présence d'une armature transversale retarde l'apparition des fissures caractéristiques du cisaillement et améliore nettement la résistance à l'effort tranchant.
L'espacement entre les différents étriers qui composent cette armature joue aussi un rôle.

D'autre part, plus le ratio ***a/d*** augmente plus la résistance au cisaillement de la poutre en béton armé diminue. Cela est particulièrement vrai si la poutre n'a pas d'acier transversal.

Concernant les modèles théoriques de dimensionnement en cisaillement, la méthode utilisée ne doit idéalement négliger aucune source de résistance potentielle. La théorie du *champ de compression modifiée* semble la méthode la plus complète et rationnelle. Elle semble également être adaptée à l'intégration dans une modélisation du comportement moyen ou « couche par couche » d'une section, en plus de permettre l'imposition d'un endommagement potentiel relié au chargement, de par ses lois de comportement des matériaux, mais la participation du béton au cisaillement avant fissuration reste négligé.

Le chapitre qui suit vise a présenté une synthèse concernant la contribution du béton seul à la résistance au cisaillement, deux sources d'évaluation sont présentés :

-L'estimation de la contribution du béton au cisaillement selon les codes de calcul (évaluation indirecte) : basée sur des essais réalisés sur un grand nombre de poutres en béton armé.

-L'évaluation directe de la résistance du béton au cisaillement en laboratoire : basé sur des essais de cisaillement pur sur des spécimens en béton de forme adéquate.

CHAPITRE 3.
CONTRIBUTION DU BETON AU CISAILLEMENT

3.1. Essais expérimentaux

3.1.1. Essai de cisaillement plan d'Iosipescu [30]

Ce type d'essai est communément désigné sous l'expression "cisaillement Iosipescu" car il dérive d'une procédure d'essai développé initialement par Iosipescu [30] et Arcan [31].

L'essai Iosipescu consiste à appliquer une sollicitation de cisaillement à une éprouvette entaillée (figure 3.2) ; sous la forme d'un couple de forces. Le montage d'essai est composé de deux parties identiques antisymétriques (mors) placées de part et d'autre de l'éprouvette et présentées entre les têtes de la machine (figure 3.1).

Le chargement appliqué à l'éprouvette (figure 3.3) permet de générer un champ de contrainte de cisaillement uniforme et presque pur entre les deux entailles.

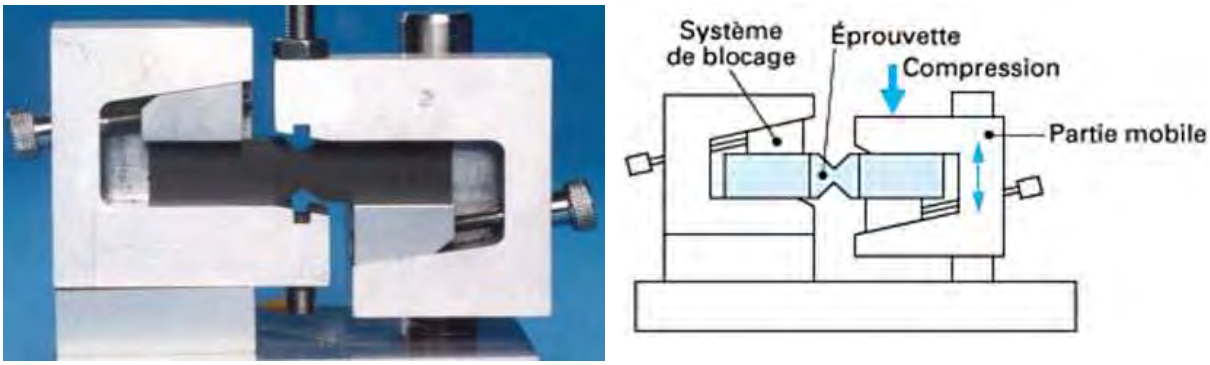


Figure 3.1. Montage d'essai Iosipescu

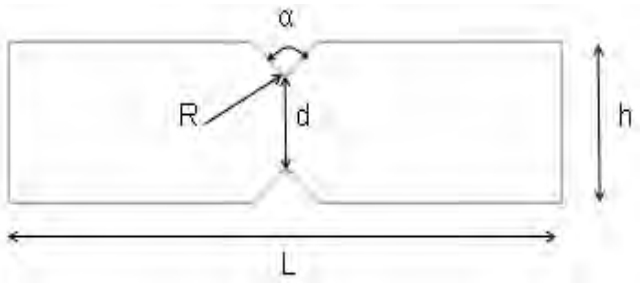


Figure 3.2. Paramètres géométriques

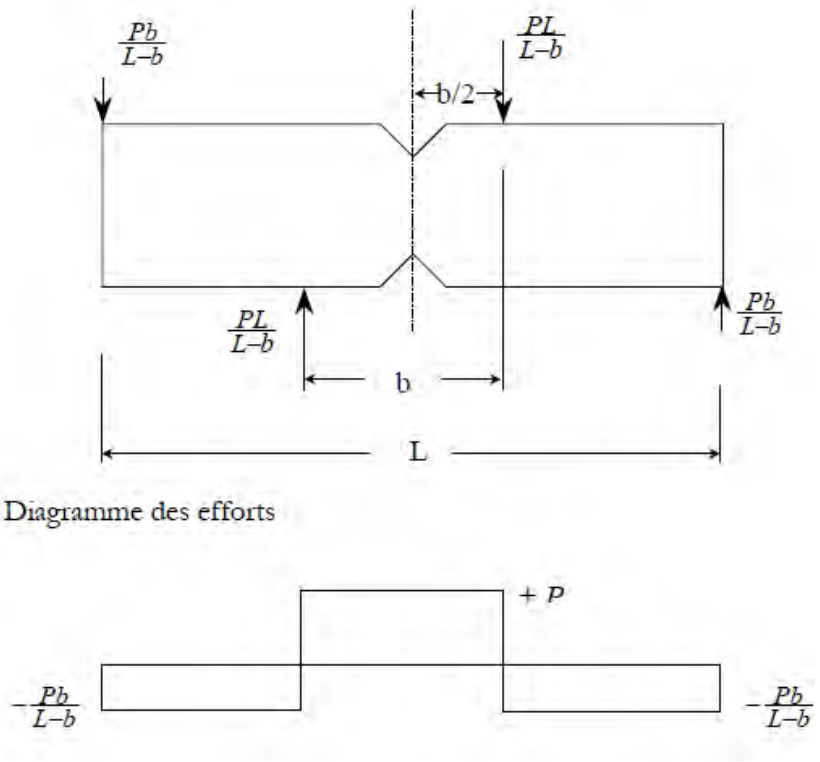
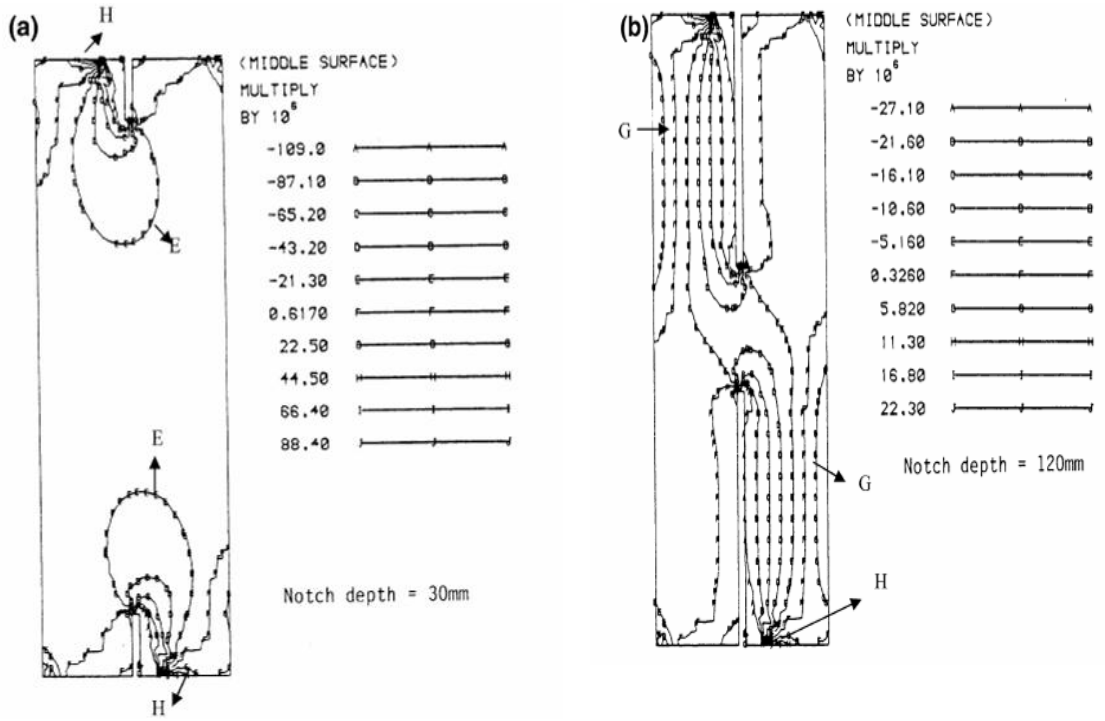


Figure 3.3. Chargement des éprouvettes Iosipescu [32].

Melin et al. [33] ainsi que Petterson et al. [34] ont vérifié expérimentalement, grâce à la corrélation d'images, que la distribution du champ de cisaillement n'était pas homogène et symétrique dans la partie centrale de l'éprouvette.

Hawong et al. [35] ont également montré l'influence de l'angle d'entaille sur la répartition du champ de déformation de cisaillement par des mesures par photoélasticité sur un matériau isotrope (résine). L'analyse de la rupture d'échantillons Iosipescu unidirectionnels à 0° conduit à la conclusion qu'on ne peut pas déterminer directement une valeur de la résistance au cisaillement avec cet essai. Mais on peut mettre en évidence l'influence de la traction transverse sur la rupture, ainsi que la présence de concentrations de contraintes **[36]**.

Pour le cas du béton, la géométrie du spécimen d'essai de cisaillement d'Iosipescu a été étudiée par un certain nombre de chercheurs **[37,38]** ces dernières années avec des résultats contradictoires **[39]**. Les chercheurs **[37,38]** montrent que les dimensions des deux entailles influent sur le mode de rupture du spécimen. C'est-à-dire que la distribution des contraintes entre les racines des deux entailles prouve que les entailles profondes augmentent la probabilité de rupture au cisaillement avant la rupture en tension. Les entailles peu profondes donnent une distribution de contraintes semblables à celle développée dans l'essai de tension indirect et, par conséquent, la rupture en tension est susceptible de précéder la rupture au cisaillement dans ces cas-ci (figure 3.4).



(a) Entaille peu profonde (b) Entaille profonde

Figure 3.4. Distributions typiques des plus grandes contraintes principales absolues selon [39]

3.1.2. Essai de cisaillement direct : boite de cisaillement [40]

L'essai de cisaillement direct est couramment utilisé dans la détermination de la résistance au cisaillement du sol et de la roche dans le domaine géotechnique. La figure 3.5 montre la configuration de base de l'appareil.

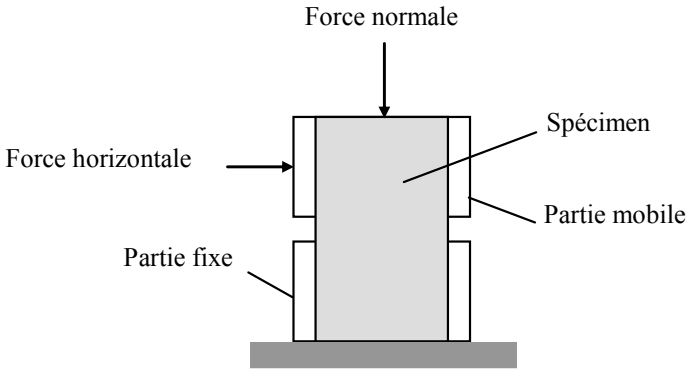


Figure 3.5. Configuration de base de l'essai de cisaillement direct. [40]

L'appareil est constitué de deux demi-boîtes, l'une supérieure (mobile) et l'autre inférieure (fixe) à l'intérieur desquelles est montée l'éprouvette. La force verticale constante est appliquée au sommet de la boite de cisaillement et la force horizontale est appliquée à la partie mobile de la boîte. Lors de l'essai de cisaillement, le déplacement horizontal, le déplacement vertical et la force sont complètement contrôlés.

Le modèle de la boite est de dimensions 140×140×300 mm pouvant être adapté au cas des spécimens de béton coulé.

Après le durcissement du béton, le spécimen est placé au centre de la moitié inférieure de la boite comme le montre la figure 3.6.

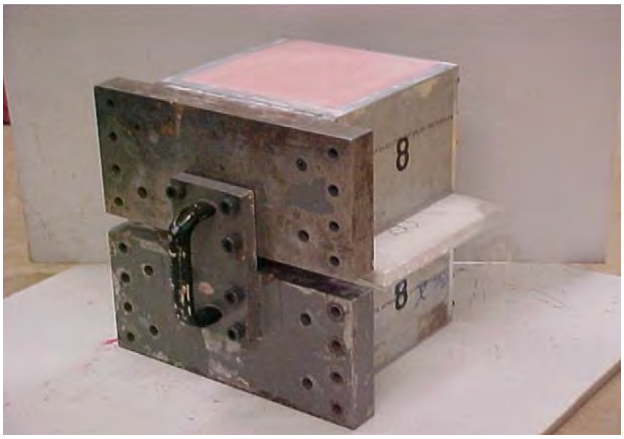


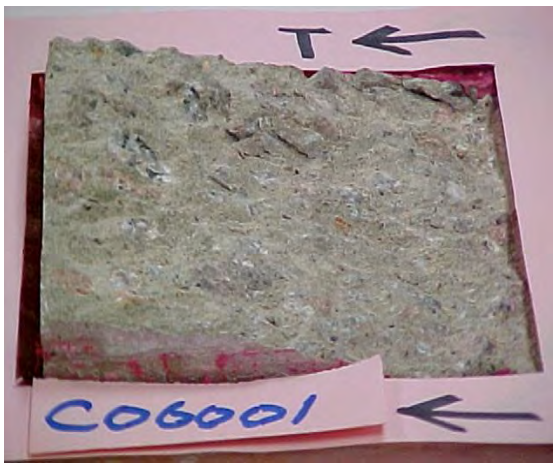
Figure 3.6. Préparation des éprouvettes pour essai de cisaillement direct [40]

Ensuite, la boîte de cisaillement est positionnée à l'intérieur de la machine de cisaillement direct (figure 3.7). La machine est capable d'appliquer une charge maximale normale de 260 kN. Ensuite un effort horizontal est appliqué à la moitie supérieure de la boîte de cisaillement avec un taux de déplacement de 0.05 mm par minute jusqu'a la rupture totale de l'éprouvette.

Figure 3.7. Détails de configuration de test de cisaillement direct. [40]

Les résultats de l'essai sont illustrés dans les figures ci-après :

(a). Dilatation de la fissure de cisaillement



(b). Surface du plan cisaillé

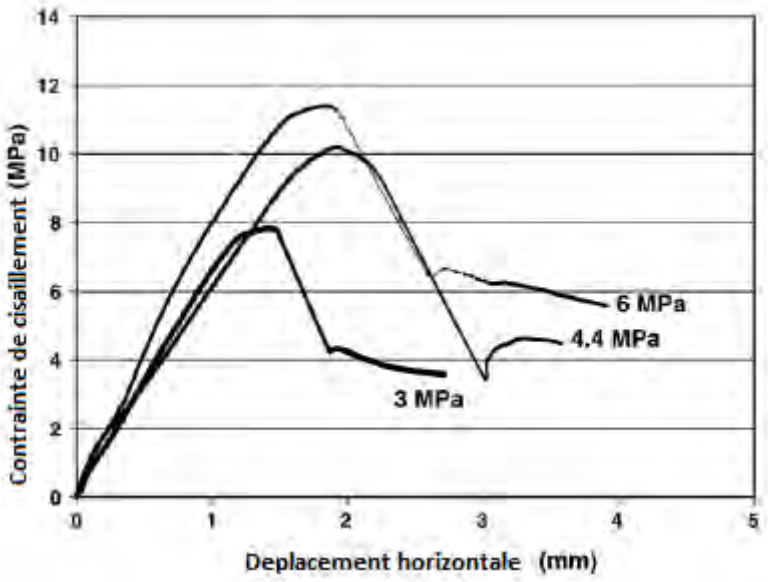


Figure 3.8. Influence de la contrainte verticale sur le comportement de cisaillement (résistance à la compression= 40.4 MPa) donné dans [40]

L'objectif principal de ce test est de déterminer le cisaillement par frottement et l'influence de la contrainte de confinement sur l'effet d'engrènement.

Le principal inconvénient de l'utilisation de ce test pour la détermination du cisaillement des bétons réside dans la présence des vides entre le béton et la paroi intérieure de la boîte de cisaillement à cause des phénomènes de durcissement et du retrait du béton après le coulage. Donc le mauvais contact entre le spécimen et la boîte influe sur la nature des résultats.

3.1.3. Essai sur spécimen de forme S (push-off specimen) [41]

Il se rapproche d'un essai de cisaillement pur par diminution de l'excentricité **[42].**

La section transversale de l'éprouvette d'essai est représentée sur la figure 3.9. Avant le coulage des éprouvettes, une cage d'armature est placée correctement à l'intérieur du moule (figure 3.10.a).

Deux cornières en aluminium de longueur 340 mm sont utilisées pour développer des rainures en forme de V le long du plan de cisaillement des éprouvettes. La première cornière est

placée au fond du moule avant le coulage. Après le compactage de béton coulé, la deuxième cornière d'aluminium de forme en V est placée dans la partie supérieure du béton humide pour réaliser la rainure de la partie supérieure de l'éprouvette. Le spécimen est ensuite soigneusement placé sous un vérin hydraulique pour appliquer la charge le long de long du plan de l'entaille (figure 3.10.b).

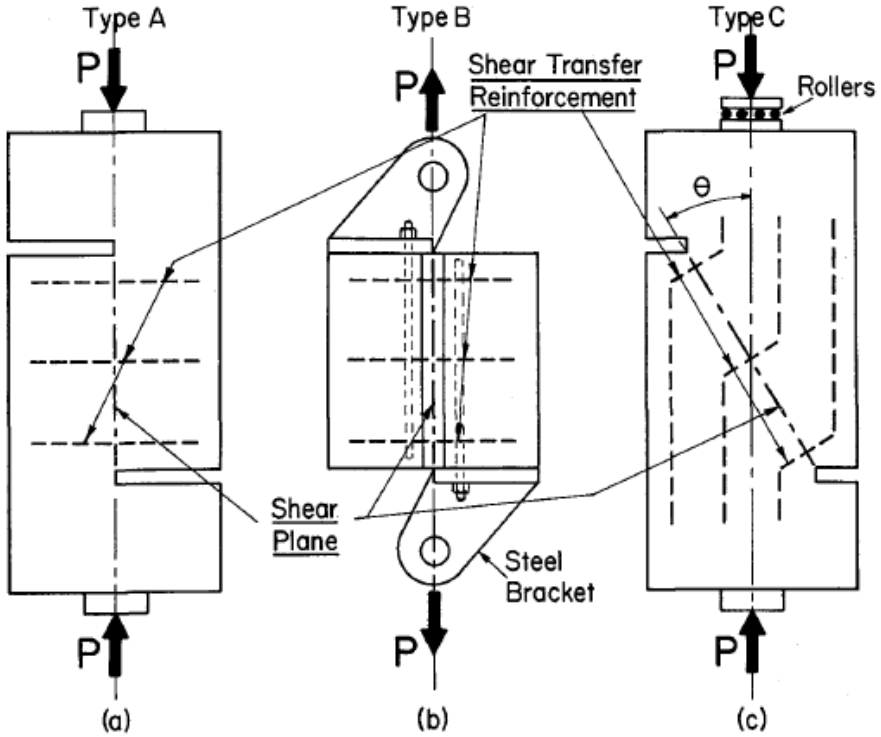
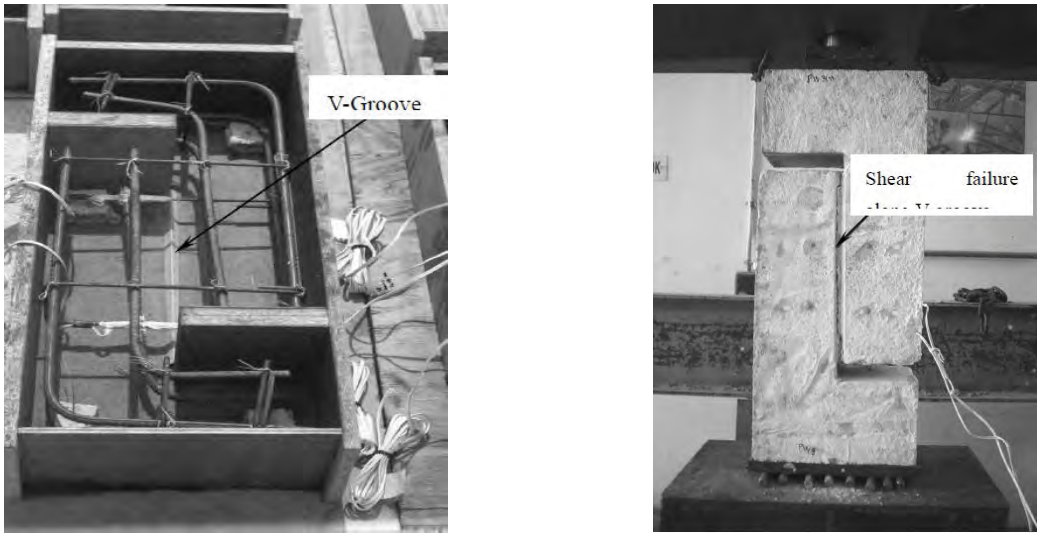


Figure 3.9. Principe d'essai de cisaillement: (a) push-off; (b) pull-off; (c) modified push-off [41]



(a) Disposition d'armature et des plaques d'aluminium (b) Position du spécimen au-dessous de la machine

Figure 3.10. Dispositif expérimental de l'essai de cisaillement direct

L'assemblage est ensuite sollicité en cisaillement jusqu'à la rupture. Des jauges extensométriques sont placées le long du plan de cisaillement à intervalle régulier sur la longueur, ce

qui permet d'évaluer localement la force longitudinale transmise de la plaque à l'adhésif en fonction de la force totale appliquée. Cet essai présente l'avantage, d'une part, de solliciter l'interface entre les deux lèvres de fissure en cisaillement (évaluer la charge de cisaillement après fissuration du béton) et, d'autre part, de fournir des résultats avec une faible dispersion pour le cas des éprouvettes en B.A.

Cependant, le test est difficile à mettre en œuvre pour le cas du béton seul (rupture par flexion habituelle dans les parties supérieure et inférieure d'éprouvette due au moment supplémentaire).

Une analyse par la méthode des éléments finis a montré, à la pointe de la fissure, des contraintes de traction de même grandeur que la contrainte de cisaillement, ce qui explique le mode de rupture mixte.

3.2 Estimation des différents codes

3.2.1 Introduction

Le phénomène de cisaillement est plus complexe et une rupture par cisaillement est plus dangereuse que celle due à la flexion. C'est pourquoi, une attention particulière doit être portée au dimensionnement en cisaillement des poutres en béton armé pour les nouveaux ouvrages. De ce fait, un réel besoin est attendu quant à la recherche sur l'évaluation et le développement de méthodes de renforcement à l'effort tranchant des éléments en béton armé.

Dans l'ensemble des normes et codes, l'effort tranchant total est calculé en additionnant la contribution du béton et celle de l'armature transversale.

Le but du présent paragraphe est de présenter la contribution du béton au cisaillement et d'illustrer la formulation empirique du calcul de l'effort tranchant dans le béton.

La façon dont les normes et codes considèrent le calcul des paramètres tels que $\boldsymbol{\theta}$ et $\boldsymbol{\beta}$ n'est pas abordée.

3.2.2. Norme Canadienne (CSA A23.3-04) [43]

Cette norme fonde ses calculs sur la méthode du treillis. Elle affirme que l'étude de la résistance d'une structure en béton armé, pour le cas du cisaillement, peut être faite par le biais de la modélisation de ladite structure en tant qu'un treillis formé de tirants en acier tendus et de bielles comprimées de béton interconnectés par des nœuds et pouvant transmettre toutes les charges aux appuis.

Dans le cas du dimensionnement selon cette norme, un élément soumis au cisaillement doit être imaginé de telle façon que :

$$Vr \geq Vf \qquad (1)$$

Où $\boldsymbol{V_f}$ est la sollicitation pondérée réelle et $\boldsymbol{V_r}$ la résistance au cisaillement sont données par :

$$V_r = V_C + V_S \qquad (2)$$

Où $\boldsymbol{V_c}$ est la contribution du béton et $\boldsymbol{V_s}$ celle des étriers en acier.

La limite maximale pour $\boldsymbol{V_r}$ est :

$$V_{r,max} = 0{,}25 \emptyset_c f'_c b_v d_v \qquad (3)$$

$\boldsymbol{V_c}$ Se calcul comme suit :

$$V_c = \emptyset_c \lambda \beta \sqrt{f'_c} b_v d_v \qquad (4)$$

Où le terme $\sqrt{f'_c}$ est plafonné à 8 MPa.

$\emptyset_c$: Facteur de résistance du béton

Le coefficient $\boldsymbol{\beta}$ se calculée comme suit :

- D'abord, dans des cas exceptionnels tels qu'une poutre d'épaisseur maximale de 250 mm, on choisit une valeur fixe de 0.21 pour $\boldsymbol{\beta}$.
- Si la poutre n'a pas d'armatures transversales et si la dimension nominale maximale du gros granulat n'est pas inférieure à 20 mm, alors $\boldsymbol{\beta}$ est fixé à :

$$\beta = \frac{230}{(1000 + d_v)} \qquad (5)$$

- Si la poutre n'a pas d'armature transversale et que la dimension maximale du gros granulat ne respecte pas la condition du paragraphe précédent, il est possible de calculer $\boldsymbol{\beta}$ en remplaçant dans l'équation précédente $\boldsymbol{d_v}$ par le paramètre équivalent d'espacement des fissures $\boldsymbol{s_{ze}}$ avec

$$S_{ze} = \frac{35\, S_z}{15+a_g} \qquad (6)$$

a_g : Dimension des granulats

s_z : Paramètre d'espacement des fissures

Mais $\boldsymbol{s_{ze}}$ ne doit pas être inférieur à $0.85\boldsymbol{s_z}$.

Cette méthode simplifiée ne devant pas être utilisée pour les éléments soumis à une traction importante et l'armature longitudinale de tels éléments doit être correctement dimensionnée.

3.2.3. Norme américaine ACI 318 [44]

La norme américaine ACI 318-05 **[44]** pour le calcul de la résistance pondérée au cisaillement se base sur la même méthode du treillis, avec un angle de 45°, mais son expression numérique diffère quelque peu. On la calcule ainsi :

$$Vn = Vc + VS \qquad \text{(en N)} \qquad (7)$$

La contribution du béton à la résistance au cisaillement est notée ainsi:

$$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{f'_c}\, b_v\, d \qquad \text{(en N)} \qquad (8)$$

Où $\boldsymbol{f'_c}$ est en MPa, $\boldsymbol{b_v}$ et $\boldsymbol{d}$ sont en mm et $a_v > 2h$

La contribution du béton à la résistance au cisaillement pour le cas des poutres profondes est donnée par le code de calcul ACI 318-99 **[45]** suivant l'équation (9).

$$v_C = \left[3.5 - 2.5\left(\frac{a}{d}\right)\right] 0.156\sqrt{f_c} \qquad (9)$$

Où : $\left[3.5 - 2.5\left(\frac{a}{d}\right)\right] \leq 2.5 \Rightarrow \alpha < 68.12$; $tg\alpha = \frac{d}{a}$

$V_c = v_c . d . b_w$

v_c : Contrainte de cisaillement contribué par le béton ;

V_c : Résistance au cisaillement contribué par le béton ;

a : Portée de cisaillement ;

b_w : Largeur de la poutre

d : Profondeur de la poutre

f_c : Résistance caractéristique du béton à la compression.

3.2.4. Eurocode 2-05 [46]

L'expression de la contribution du béton à reprendre l'effort tranchant tient compte de l'effet d'échelle, de l'effet de goujon et de l'effort normal agissant sur la section, s'il y a lieu.

La mise en équation de $\boldsymbol{V_c}$est donnée comme suit :

$$V_C = \left[0.18\, k\, (100\, \rho_l\, f'_c)^{1/3} + \sigma_{cp}\right] b_v\, d \qquad (10)$$

Où:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2{,}0 \qquad (11)$$

$\rho_l \leq 0{,}02$: est le taux d'armature longitudinales.

σ_{cp} est la contrainte normale due à un effort axial agissant sur la section; $\sigma_{cp} > 0$ en compression et $\sigma_{cp} < 0$ en traction.

3.3. Modélisation numérique

3.3.1 Présentation

Il est généralement admis que le béton présente deux principaux modes de comportement:

- Un mode fragile dans lequel les microfissures fusionnent pour former des macrofissures discrètes représentant les régions de déformation très localisée.
- Un mode ductile où les microfissures se développent plus ou moins uniformément dans tout le matériau, ce qui conduit à une déformation non localisée.

Le comportement fragile est associé à un endommagement par cisaillement et à des mécanismes de rupture en mode mixte que l'on observe en traction ou en traction compression. Il implique presque toujours des endommagements catastrophiques du matériau.

Le paragraphe suivant décrit les modèles de fissuration constitutive prévue dans le logiciel "Abaqus" appliqué au béton et autres matériaux fragiles. La bibliothèque de matériaux dans Abaqus comprend également un modèle de comportement pour le béton basé sur la théorie de la plasticité, décrit dans "modèle d'endommagement en plasticité pour le béton et autres matériaux quasi-fragiles".

Le béton peut également être analysé par le modèle "smeared crack concrete" décrit dans "un modèle inélastique constitutif pour le béton". Bien que ce modèle de rupture fragile peut également être utile pour d'autres matériaux comme la céramique et la roche, il est principalement destiné à modéliser le béton ordinaire.

Le modèle de fissuration décrit ci-après implique seulement le comportement fragile du béton. Bien que ce soit une simplification majeure, il existe, néanmoins, de nombreuses applications basées sur le comportement fragile du béton.

3.3.2 Détection de la rupture en élasticité

L'analyse de cohérence entre les lèvres des fissures est déterminée sur la base d'un milieu isotrope, élastique et linéaire. Mais l'orthotropie des fissures est introduite dans les composantes de rupture du modèle. L'approche de la décomposition des déformations du béton intact en phase élastique et en rupture a l'avantage que le modèle de calcul peut être généralisé pour inclure d'autres effets tels que la plasticité et le fluage.

Le critère de Rankine est utilisé pour détecter les régions de fissure. Cette détection est basée sur l'hypothèse que la fissure se forme lorsque la contrainte de traction principale maximale est supérieure à la résistance à la traction du matériau fragile considéré (figure 3.11).

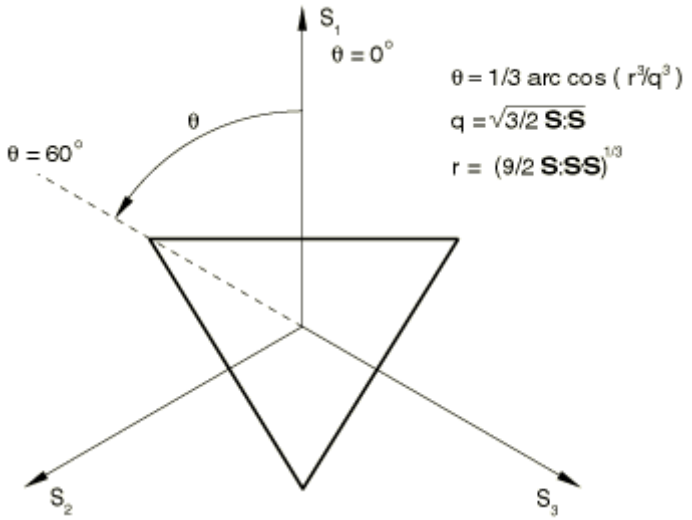


Figure 3.11. Critère de Rankine sur le plan déviatorique

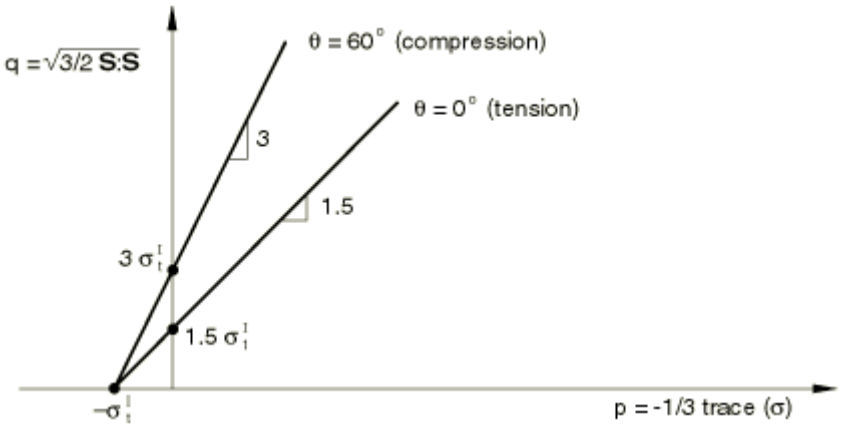


Figure 3.12 Critère de Rankine sur le plan octaédrique

La détection de fissures est fondée généralement sur le mode I " *tension softening*" ou bien le mode I et II "*shear softening/retention*" à la fois. Le mode de rupture II est essentiel pour la détection de rupture par cisaillement pour le cas du modèle utilisé par Abaqus "*elastic cracking model for concrete*".

La détection des fissures de cisaillement est décrite par la relation suivante :

$$C_{nt} = C_{nt}(t_{nt}, \sigma_s^{II}) = t_{nt} - \sigma_s^{II}(g_{nt}^{ck}, e_{nn}^{ck}, e_{tt}^{ck}) = 0 \qquad (12)$$

Où le cisaillement est en relation linéaire avec la déformation de cisaillement et en relation directe avec l'ouverture de fissures (cette dépendance étant définie par l'utilisateur).

La figure ci-après illustre le modèle.

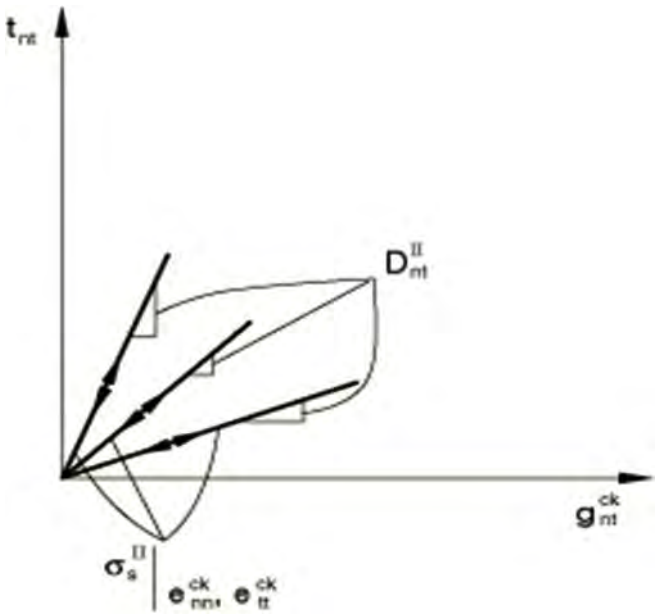


Figure 3.13. Condition de rupture par le mode II (ouverture de fissure en relation avec le modèle)

Bien que ce modèle soit inspiré par les modèles traditionnels de conservation de cisaillement, il diffère de ces derniers dans un aspect important: la contrainte de cisaillement tend vers zéro lorsque la fissure se développe, ce qui est expliqué avec plus de détails dans le paragraphe ci-après.

3.3.3 Modèle de rupture par cisaillement pour béton

Le modèle de calcul de rupture par cisaillement (mode II) est basé sur le comportement en cisaillement pur en relation avec la quantité d'ouverture de la fissure. Par conséquent, Abaqus offre un modèle de conservation de cisaillement dans lequel la rigidité en cisaillement post fissuration dépend de l'ouverture des fissures. Ce modèle définit la contrainte totale de cisaillement en fonction de la déformation de cisaillement totale (la direction de cisaillement utilisée à titre d'exemple):

$$t_{nt} = D_{nt}^{II}(e_{nn}^{ck}, e_{tt}^{ck})\, g_{nt}^{ck}, \qquad (13)$$

Ou $D_{nt}^{II}(e_{nn}^{ck}, e_{tt}^{ck})$ présente la rigidité qui dépend de l'ouverture des fissures. D_{nt}^{II} est donné par l'expression suivante

$$D_{nt}^{II} = \alpha(e_{nn}^{ck}, e_{tt}^{ck})\, G,$$

Où G représente le module de cisaillement de béton non fissure et $\alpha(e_{nn}^{ck}, e_{tt}^{ck})$ est une dépendance définie par l'utilisateur de la forme présentée par la figure 3.14.

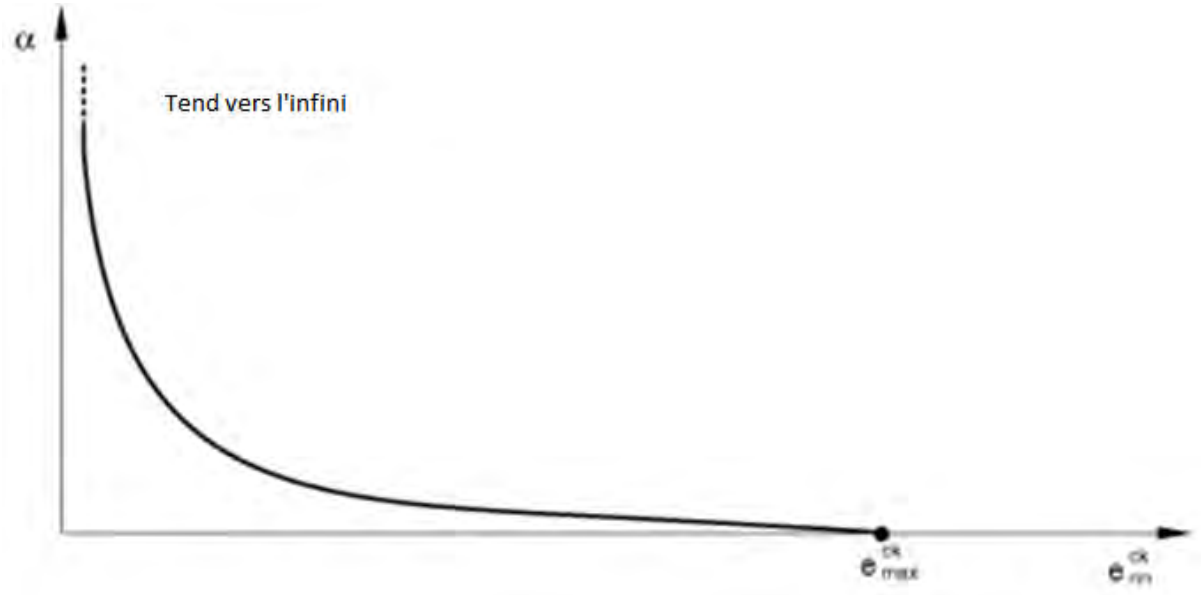


Figure 3.14 Facteur de rigidité de cisaillement en relation avec l'ouverture de fissure

Une forme mathématique couramment utilisée pour cette fonction quand il y a une seule fissure, associée à la direction n, est la loi de "power law" proposée par Rots and Blaauwendraad **[47].**

$$\alpha(e_{nn}^{ck}) = \frac{\left(1 - \frac{e_{nn}^{ck}}{e_{max}^{ck}}\right)^{p}}{1 - \left(1 - \frac{e_{nn}^{ck}}{e_{max}^{ck}}\right)^{p}}, \qquad (14)$$

Où p et e_{max}^{ck}sont des paramètres du matériau. Cette forme répond aux exigences que $\alpha \to \infty$ lorsque $e_{nn}^{ck} \to 0$ et $\alpha \to 0$ lorsque $e_{nn}^{ck} \to e_{max}^{ck}$ (correspondant à la perte totale de la force d'engrènement).

Noter que les bornes de α, tel que défini dans notre modèle, en utilisant la décomposition de déformation élastique sur l'intervalle [0, ∞ [. Ce qui est différent par rapport aux modèles traditionnels de conservation du cisaillement où les comportements du béton intact et fissuré ne sont pas séparés. La rigidité de cisaillement dans ces modèles est définie en utilisant un facteur compris entre un et zéro. La relation entre les deux paramètres de rigidité de cisaillement est:

$$\rho = \frac{\alpha}{(\alpha + 1)}. \qquad (15)$$

La rigidité de cisaillement donné par l'équation 14 en terme de ρ par l'équation:

$$\rho(e_{nn}^{ck}) = \left(1 - \frac{e_{nn}^{ck}}{e_{max}^{ck}}\right)^{p}.$$

Comme les utilisateurs sont plus habitués à préciser les facteurs de rétention de cisaillement par des méthodes traditionnelles (avec des valeurs comprises entre un et zéro), les données d'entrée d'Abaqus **[48]** sont converties en utilisant l'équation 15 entre l'intervalle ρ–e_{nn}^{ck} .

Lorsque la composante de cisaillement est présentée par une seule fissure de direction *n* ou *t*, la dépendance de l'ouverture de fissure est obtenue directement à partir de la figure 3.13. Toutefois, lorsque la direction de cisaillement est associée à deux directions de fissures ouvertes (*n* et *t*), alors:

$$g_{nt}^{ck} = g_{nt}^{ck,n} + g_{nt}^{ck,t} = \frac{t_{nt}}{D_{nt}^{II,n}} + \frac{t_{nt}}{D_{nt}^{II,t}},$$

Avec:

$$D_{nt}^{II,n} = \alpha(e_{nn}^{ck})\ G, \qquad D_{nt}^{II,t} = \alpha(e_{tt}^{ck})\ G,$$

Et, donc:

$$D_{nt}^{II} = \frac{t_{nt}}{g_{nt}^{ck}} = \frac{D_{nt}^{II,n}\ D_{nt}^{II,t}}{D_{nt}^{II,n} + D_{nt}^{II,t}}.$$

Ce modèle de conservation de cisaillement diffère des modèles traditionnels par les relations contraintes-déformations qui sont écrites sous forme incrémentale :

$$\Delta t_{nt} = D_{nt}^{II}(e_{nn}^{ck}, e_{tt}^{ck})\ \Delta g_{nt}^{ck}, \qquad (16)$$

Où $D_{nt}^{II}(e_{nn}^{ck}, e_{tt}^{ck})$ est la rigidité incrémentale qui dépend de l'ouverture des fissures.

La différence entre le modèle global utilisé dans Abaqus **[48]** (équation 13) et le modèle traditionnel incrémental (équation 16) est illustrée en superposant deux modèles à la fois: mode d'ouverture et de cisaillement.

Ceci est illustré dans la figure 3.14 pour le modèle global et dans la figure 3.15 pour le modèle incrémental. Il est évident que, dans le modèle global, la contrainte de cisaillement tend vers zéro lorsque la fissure de cisaillement est complètement ouverte, tandis que, dans le modèle incrémental, la contrainte de cisaillement, elle converge vers une valeur finie. Cela peut expliquer pourquoi les réponses obtenues sont généralement trop raides avec les modèles traditionnels de cisaillement.

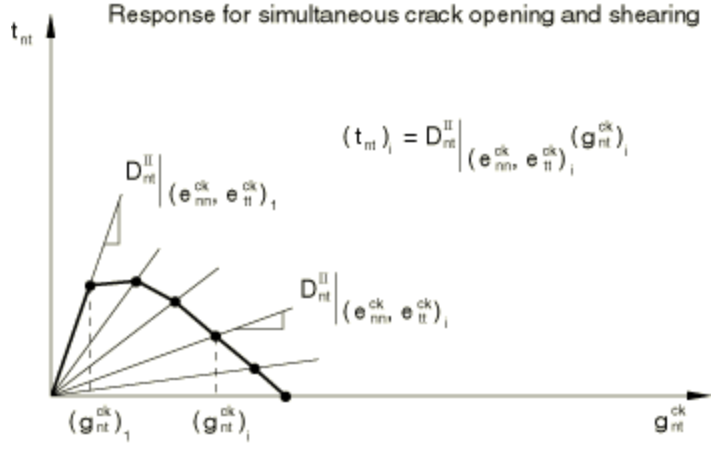


Figure 3.14. Abaqus crack opening–dependent shear retention model (total).

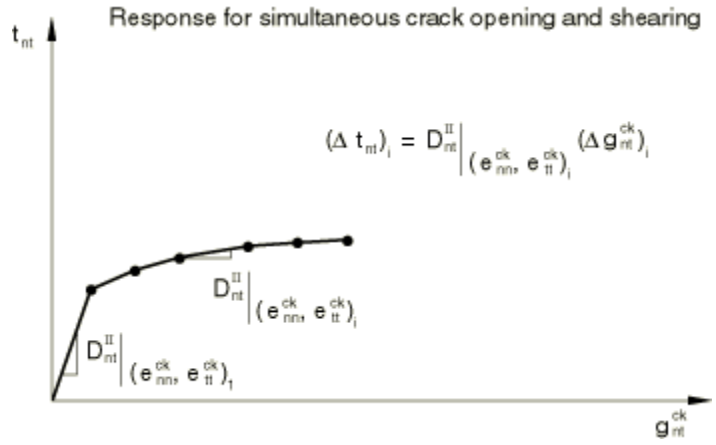


Figure 3.15. Traditional crack opening–dependent shear retention model (incremental)

3.3.4. Facteurs d'intensité des contraintes

Localement, la rupture est caractérisée par la séparation irréversible d'un milieu continu (Ω) en deux parties distinctes. On définit alors une fissure comme étant la surface géométrique (S) de séparation (Figure 3.16).

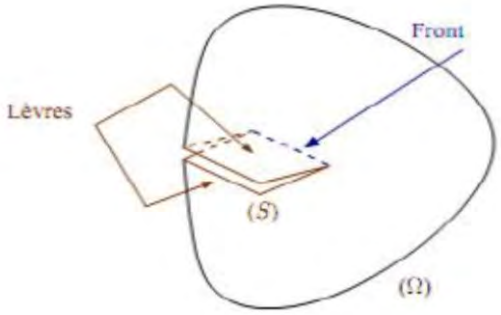


Figure 3.16 Fissure dans un milieu continu.

La forme de la discontinuité du champ de déplacement à travers cette surface définit alors le mode de la fissure. (Voir Modes élémentaires de fissuration).

On considère un matériau homogène et isotrope dont le comportement est élastique linéaire. On note λ et μ ces coefficients de Lamé, E son module d'Young et υ son coefficient de Poisson. Sauf mention contraire explicite, les phénomènes étudiés seront bidimensionnels. Conformément à la figure 2.2, on se place dans le plan (O, x1, x2), plan de symétrie de la fissure. L'axe (O, x1) est tangent au plan de la fissure et normal au front. L'axe (O, x2) est perpendiculaire au plan de la fissure. On définit également les

coordonnées locales (r,θ). Soit M un point de coordonnées (x, y) dans le plan (O, x1, x2), on a

$x = r \cos \theta$ et $y = r \sin \theta$.

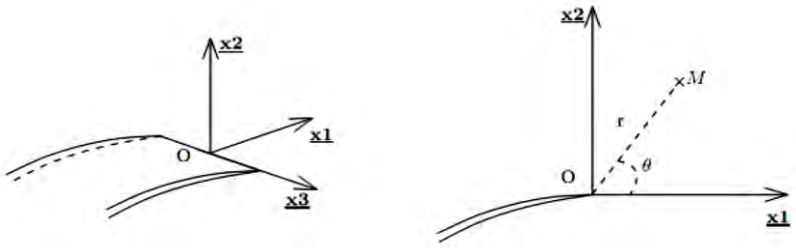


Figure 3.17 Définition du repère locale au voisinage du front d'une fissure.

Au voisinage immédiat du front, les contraintes présentent une singularité en 1/ r et et on caractérise cette singularité à l'aide des facteurs d'intensité des contraintes (KI, KII).

Les déplacements et les contraintes au voisinage du front.

$$\begin{cases} U_1 = \dfrac{K_I}{2\mu}\sqrt{\dfrac{r}{2\pi}}\cos\dfrac{\theta}{2}(\kappa - \cos\theta) + \dfrac{K_{II}}{2\mu}\sqrt{\dfrac{r}{2\pi}}\sin\dfrac{\theta}{2}(\kappa + 2 + \cos\theta) \\ U_2 = \dfrac{K_I}{2\mu}\sqrt{\dfrac{r}{2\pi}}\sin\dfrac{\theta}{2}(\kappa - \cos\theta) + \dfrac{K_{II}}{2\mu}\sqrt{\dfrac{r}{2\pi}}\cos\dfrac{\theta}{2}(\kappa - 2 + \cos\theta) \end{cases}$$

La constante de Kosovo est donnée par:

$$\kappa = \begin{cases} 3 - 4\mathrm{v} & \text{en déformation plane} \\ \dfrac{3 - \mathrm{v}}{1 + \mathrm{v}} & \text{en contrainte plane} \end{cases}$$

Par ailleurs, en définissant l'expression des facteurs d'intensité des contraintes :

$$\begin{cases} K_I = \lim\limits_{r \to 0} \dfrac{\mu}{\kappa + 1}\sqrt{\dfrac{2\pi}{r}}[\![u_2(\theta = \pi)]\!] \\ K_{II} = \lim\limits_{r \to 0} \dfrac{\mu}{\kappa + 1}\sqrt{\dfrac{2\pi}{r}}[\![u_1(\theta = \pi)]\!] \end{cases}$$

Les contraintes au voisinage de fissure sont données par l'expression

$$\begin{cases} \sigma_{11} = \dfrac{K_I}{\sqrt{2\pi r}}\left(1 - \sin\dfrac{\theta}{2}\sin\dfrac{3\theta}{2}\right)\cos\dfrac{\theta}{2} - \dfrac{K_{II}}{\sqrt{2\pi r}}\left(2 + \cos\dfrac{\theta}{2}\cos\dfrac{3\theta}{2}\right)\sin\dfrac{\theta}{2} \\ \sigma_{12} = \dfrac{K_I}{\sqrt{2\pi r}}\cos\dfrac{\theta}{2}\sin\dfrac{\theta}{2}\cos\dfrac{3\theta}{2} + \dfrac{K_{II}}{\sqrt{2\pi r}}\left(1 - \sin\dfrac{\theta}{2}\sin\dfrac{3\theta}{2}\right)cos\dfrac{\theta}{2} \\ \sigma_{22} = \dfrac{K_I}{\sqrt{2\pi r}}\left(1 + \sin\dfrac{\theta}{2}\sin\dfrac{3\theta}{2}\right)\cos\dfrac{\theta}{2} + \dfrac{K_{II}}{\sqrt{2\pi r}}\sin\dfrac{\theta}{2}\cos\dfrac{\theta}{2}\cos\dfrac{3\theta}{2} \end{cases}$$

Pour une nouvelle expression des facteurs d'intensité des contraintes

$$\begin{cases} K_I = \lim\limits_{r\to 0}\sigma_{22}\ \sqrt{2\pi r} & (\theta = 0) \\ K_{II} = \lim\limits_{r\to 0}\sigma_{12}\sqrt{2\pi r} & (\theta = 0) \end{cases}$$

Les FIC caractérisent la force de la singularité du champ des contraintes à l'extrémité de la fissure. Ils sont proportionnels aux discontinuités des déplacements des lèvres de la fissure, et ne dépendent que de la répartition des efforts extérieurs et de la géométrie de la fissure.

3.4 Conclusion

L'état actuel des connaissances concerne la contribution des bétons à la résistance au cisaillement comporte trois approches différents :

- Approche empirique basée sur des essais sur structure en béton armé.
- Approche numérique basée sur des modèles théoriques.
- Essais expérimentaux de cisaillement.

A la suite de ce qui a été exposé dans le présent chapitre, les principales constatations peuvent être énonces comme suit :

-Aucun des tests proposés dans la littérature ne fait l'unanimité.

- Les estimations proposées par les différents codes semblent être d'essence empirique et donneraient des résultats plus au moins conservateurs

-L'approche théorique ou la modélisation numérique restent des outils complexes du fait de la non maitrise, jusqu'à nos jours, du mécanisme de transfert. L'apparition de fissures aussi que leur propagation et leur orientation demeure un phénomène difficile à prédire théoriquement.

Suite à ces diverses remarques, il a été nécessaire d'orienter la présente recherche vers l'élaboration d'un test spécifique avec l'espoir d'avoir des résultats pouvait être valides par la maitrise, la compréhension et l'exploitation d'un logiciel puissant en l'occurrence ABAQUS.

CHAPITRE 4.
ESSAI PROPOSE

4.1. Introduction

Les techniques d'analyse rhéologique puissantes qui nécessitaient, il y -a encore peu de temps de gros investissements sont maintenant à la portée de petits laboratoires grâce à l'évolution des matériels et à une utilisation de l'informatique.

Pour la présente étude, le développement d'un essai de cisaillement permettant de fournir des relations simples de type : $\sigma(t)= F(\varepsilon(t))$, demeure indispensable pour comprendre le comportement en glissement plan, sachant que: ε (t) représente l'historique de déformation, σ l'état de contrainte au temps t et F une fonctionnelle.

Il est proposé dans ce qui suit un nouvel essai mécanique de laboratoire visant à définir expérimentalement cette relation qui caractérise le comportement en cisaillement des bétons.

4.2. Principe de l'essai

Le principe de l'essai se base sur la création de zones de contrainte nulle à l'aide d'emplacement des corps déformables au moment du coulage de l'éprouvette.

Donc, les nouvelles conditions aux frontières créées permettent de transformer la sollicitation de compression en un état de cisaillement plan sur une zone bien déterminée (figure 4.1).

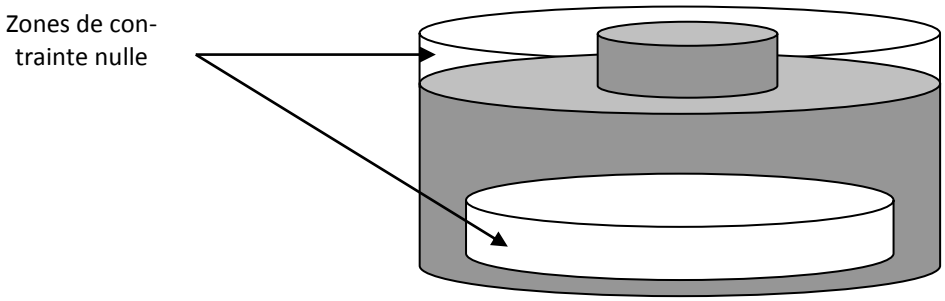


Figure 4.1. Structure d'essai

L'utilisation de cette technique a conduit à mettre au point une méthode d'essai de rupture en cisaillement d'une éprouvette cylindrique dans laquelle on considère l'appui (plateau de presse) comme une paroi indéformable. Il se fait avec un dispositif qui permet d'assurer la perpendicularité des génératrices du cylindre, ainsi que la répartition et l'homogénéisation des contraintes.

Les déformations horizontales sont empêchées par une cage d'armatures radiale mise en place au moment du coulage de l'éprouvette (figure 4.2).

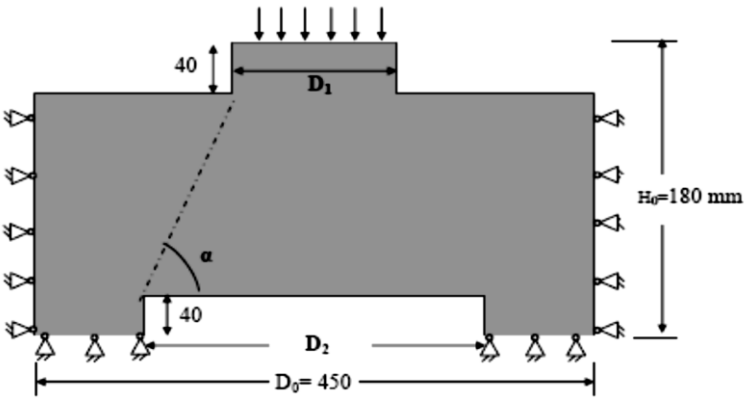


Figure 4.2. Dimensions et condition aux frontières

Le nouveau mode proposé, basé sur des analyses physiques et sur des observations expérimentales, introduit la notion de déformation "déviatorique" équivalente responsable de l'endommagement par glissement qui s'ajoute à l'endommagement par extension. Ces deux types de dégradation (endommagement par extension et par glissement) sont considérés simultanément pour décrire le mécanisme de transfert de cisaillement (figure 4.3)

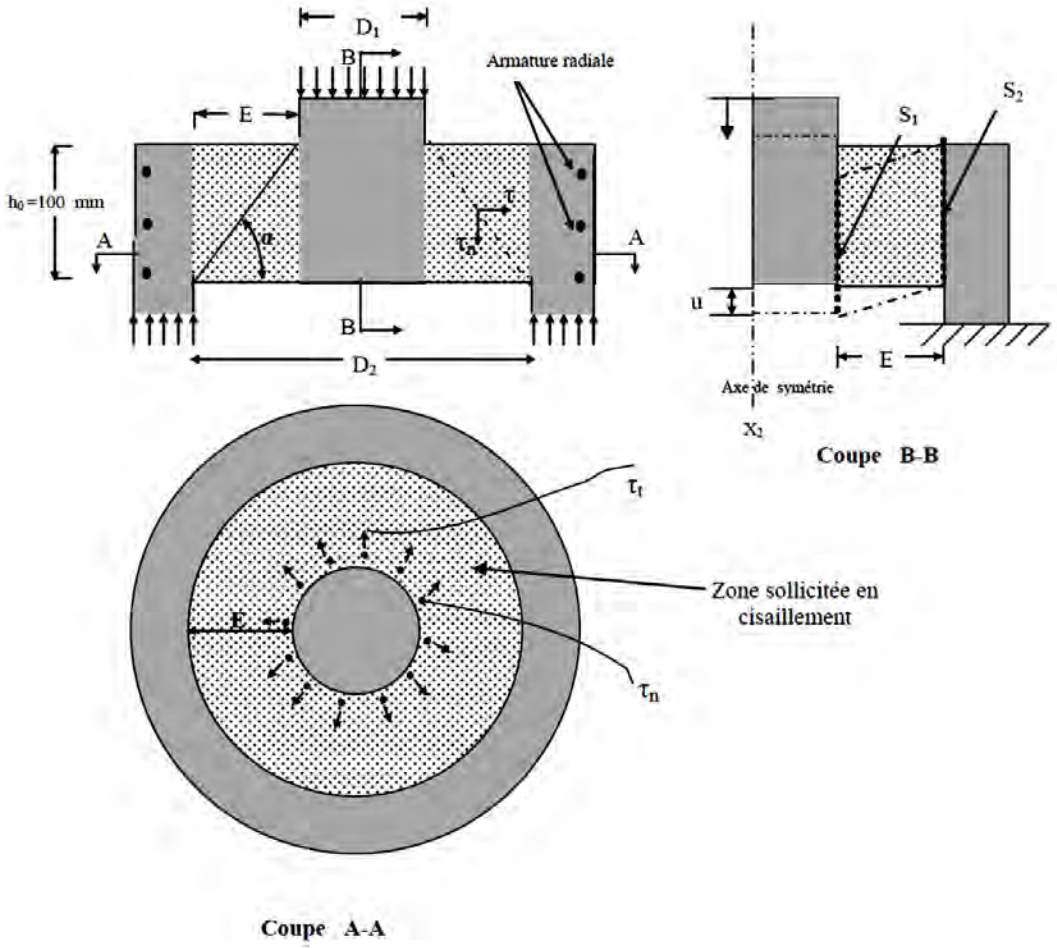


Figure 4. 3. Mécanisme de transfert de cisaillement

Du fait de la loi de parité des contraintes tangentielles sur deux facettes perpendiculaires, le déplacement vertical relatif entre les deux faces intérieure et extérieure du cylindre creux en-

gendre un flux de cisaillement vertical équilibré par des contraintes tangentes sur la surface latérale d'éprouvette. Donc, suivant les dimensions des corps déformables. La surface de rupture prend une forme conique de diamètre supérieur D_1 et de diamètre inférieur D_2 (figure 4.4). La variation de dimension $E = (D_2-D_1)/2$ donne l'inclinaison du plan de rupture.

(a) Répartition des contraintes sur la zone de cisaillement

(b) Surface de rupture

Figure 4. 4. Orientation de la bande de cisaillement

4.3. Grandeurs mesurées

On considère que les deux parties de l'éprouvettes (le cylindre plein de diamètre D_1 et le cylindre creux d'épaisseur $(D_0-D_2)/2$) ne subissent pas des déplacements transversaux. La déformation longitudinale de l'éprouvette est donc déterminée par le déplacement imposé du plan de la génératrice supérieure par rapport au plan de la génératrice inférieure. On suppose de plus que ce déplacement se réduit à une composante sur l'axe longitudinal du cylindre plein x, qu'on notera U.

Si on considère que les deux plans S_1 et S_2 (figure 4.5) ne subissent pas de déplacements transversaux et que l'épaisseur de béton délimitée par les deux sections S_1 et S_2 est très faible, le modèle présente un problème de cisaillement classique. On suppose qu'au temps t = 0, la force tangentielle T est nulle ainsi que le déplacement imposé U. On connaît de plus l'évolution des conditions aux limites sous la forme de fonctions T(t) ou U(t). Toutes ces quantités, cinématiques et statiques, sont représentées sur la figure 4.5.

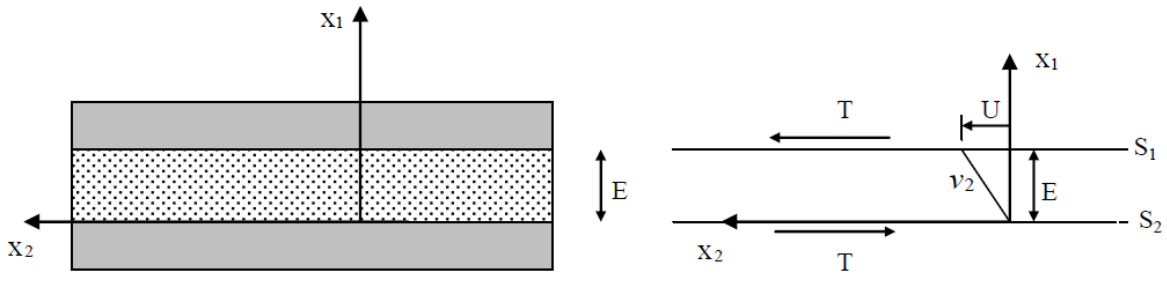


Figure 4.5. Présentation d'un problème de cisaillement pour un milieu continu classique

Il est possible d'exprimer τ en fonction de l'histoire du glissement γ sous la forme générale :

$$\dot{\tau}(x_1, t) = G\dot{\gamma}(x_1, t) \qquad (1)$$

Avec : $\varepsilon_{12} = \frac{1}{2}\frac{\partial v_2}{\partial x_1}$ (2)

$\gamma = 2\,\varepsilon_{12}$ (3)

$\dot{T}(t) = \dot{\tau}(x_1, t)$ (4)

Pour mesurer le glissement longitudinal (déplacement U) entre les deux sections cylindriques S_1 et S_2, des capteurs de déplacement LVDT (linear voltage displacement transducer) peuvent être utilisés. Pour permettre l'utilisation des LVDT, des supports métalliques sont utilisés. La précision des capteurs de déplacement est de 0,2% de la course totale du LVDT (25mm).

4.4. Distribution des contraintes

4.4.1. Introduction

Puisque les deux plateaux de presse sont considérés comme indéformables, on peut dire que la limite supérieure de l'éprouvette est soumise à un déplacement rigide (déplacement uniforme).

La rigidité de l'éprouvette au-dessous du plateau de presse influe d'une manière directe sur la répartition des contraintes au niveau de l'interface.

4.4.2- Contrainte verticale sur la limite supérieure

Pour avoir une idée sur la rigidité de la partie centrale d'éprouvette, on procède par une simulation numérique en faisant varier la géométrie des éprouvettes en gardant une hauteur d'éprouvette constante.

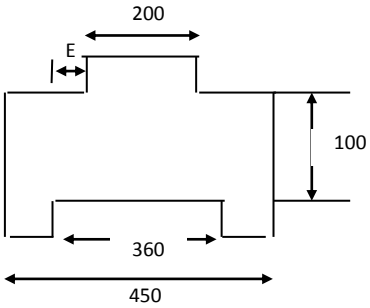
En premier lieu, on applique une charge uniformément répartie, pour déterminer la flexibilité de la partie centrale. Pour la 2^{eme} étape, le chargement est appliqué en déplacement imposé, et on détermine le champ des contraintes σ_{33}.

Les caractéristiques du béton prises dans la simulation sont : E = 30GPa $\nu = 0.2$

Les résultats pour deux géométries d'éprouvette obtenus par le code de calcul ABAQUS sont illustrés sur les tableaux ci-après.

Suivant la rigidité de la partie centrale d'éprouvette, les résultats montrent que :

- La charge uniformément répartie conduit à la déformabilité de la partie centrale de l'éprouvette n°1.
- Le déplacement imposé conduit à une répartition non uniforme de la contrainte au niveau de la limite supérieure d'éprouvette n°1.
- La charge uniformément répartie conduit à un déplacement uniforme de la limite supérieure d'éprouvette n°2.
- Le déplacement imposé conduit à une répartition uniforme de la contrainte au niveau de limite supérieure d'éprouvette n°2.



E= (360-200)/2 =80mm

Géometrie -1-

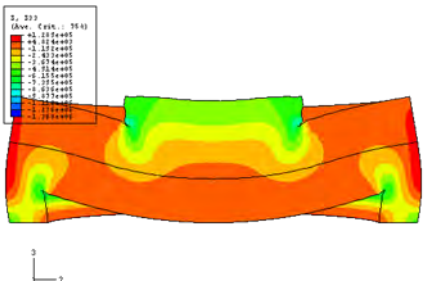
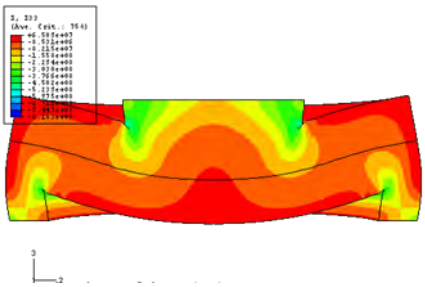
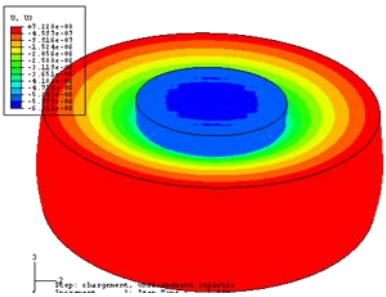
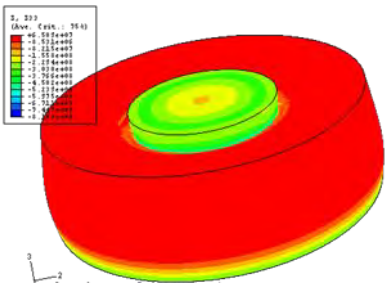
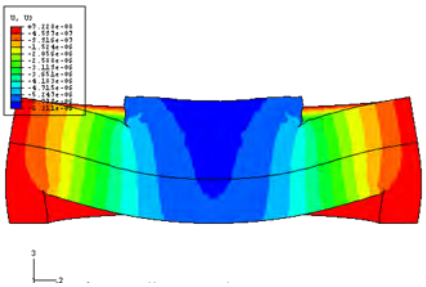
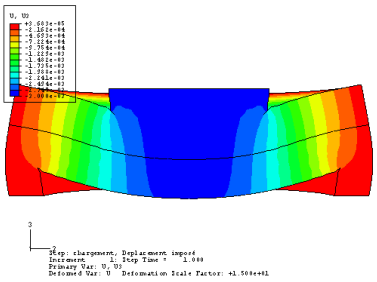
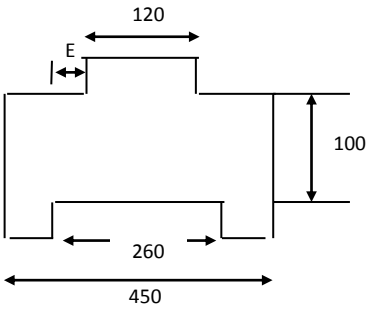
Charge uniformément repartie	Deplacement imposé
	
Champ des contraintes σ_{33}	Champ des contraintes σ_{33}
	
Champ du déplacement vertical (perspective)	Champ des contraintes σ_{33} (perspective)
	
Champ du déplacement vertical (Coupe)	Champ du déplacement vertical (Coupe)

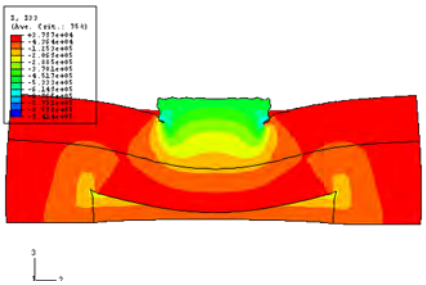
Tableau 4.1. Champ des contraintes et des déplacements pour la géométrie n° 1



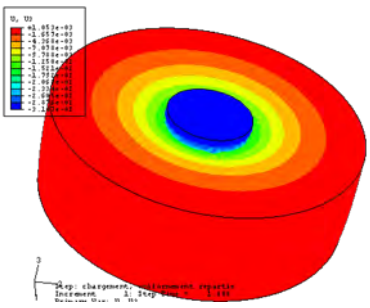
E= (260-120)/2 =70mm

Géometrie -2-

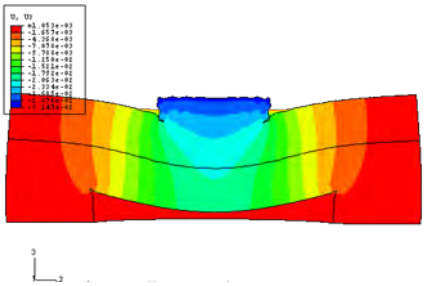
Charge uniformment repartie



Champ des contraintes σ_{33}

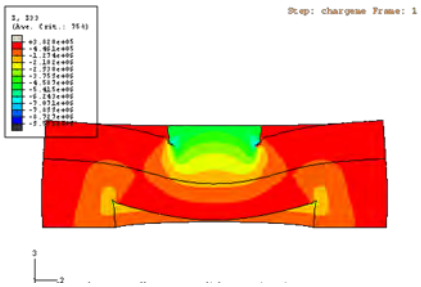


Champ du déplacement vertical (perspective)

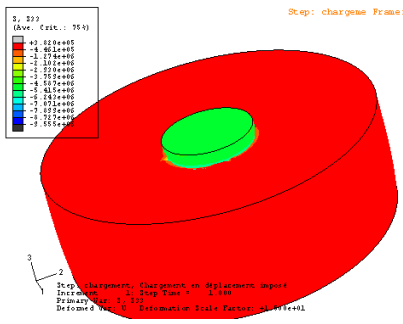


Champ du déplacement vertical (Coupe)

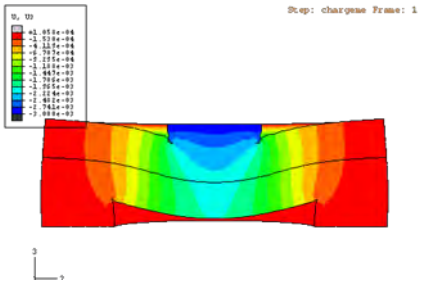
Deplacement imposé



Champ des contraintes σ_{33}



Champ des contraintes σ_{33} (perspective)



Champ du déplacement vertical (Coupe)

Tableau 4.2. Champ des contraintes et des déplacements pour la géométrie n° 2

En conclusion, on peut dire que : la géométrie n° 2 correspond à une rigidité uniforme de la partie supérieure de l'éprouvette au-dessous du vérin de la machine (voisinage de l'interface).

Pour étudier l'influence de la dimension E (inclinaison α) sur la répartition des contraintes, on doit fixer $D_1 \leq 120$mm et faire varier D_2.

Les résultats de champ des contraintes σ_{33} pour un déplacement imposé sont les suivants:

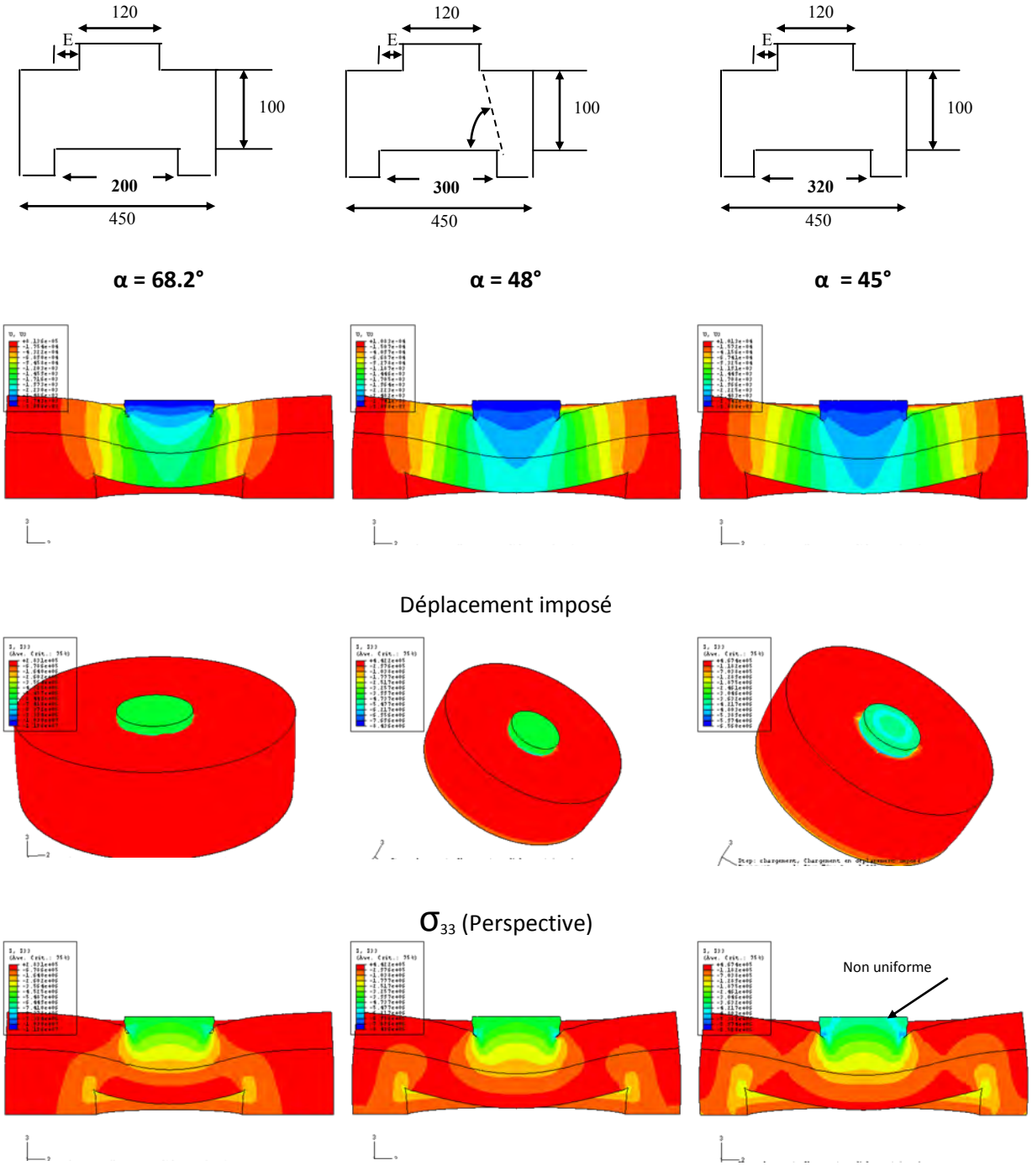


Tableau 4.3. Influence de la dimension E sur la répartition des contraintes sur l'interface

Les résultats de la modélisation montrent que la répartition des contraintes sur la limite supérieure de l'éprouvette et la rigidité au-dessous du vérin sont homogènes pour les cas de α strictement supérieur à 45°

4.4.3. Contraintes de cisaillement

Si on considère une petite perturbation; au temps t = t_1, l'équilibre vertical de l'éprouvette est donnée par:

$$0.25.\Pi.D_1^2.\sigma_v(t_1) = 0.5.\Pi.(D_1 + D_2).\int_0^L \tau_{xy}(t_1, l).dl \qquad (5)$$

Avec:

$0.25.\Pi.D_1^2 = A_1$: Surface du cercle de diamètre D_1.

$0.5.\Pi.(D_1 + D_2).L = A_2$: Surface du tronc de cône circulaire droit.

(0.5 D_1 présente le rayon supérieur et 0.5 D_2 le rayon inférieur).

$$L = \frac{h_0}{\sin\alpha}$$

$\sigma_v(t_1).A_1 = V_C$: Charge appliquée

$\int_0^L \tau_{xy}(t_1, l).dl$: Flux vertical des contraintes de cisaillement le long de la surface de rupture.

$$v_c = \frac{V_C}{A_2} \qquad (6)$$

v_c : La contrainte de cisaillement contribué par le béton.

4.2. Conclusions

Le test proposé ci-dessus semble être en conformité avec l'approche théorique développée. Néanmoins, il reste nécessaire de vérifier sa fiabilité sur le plan expérimental et aussi tester sa validité en exploitant des paramètres ciblés.

Pour cela, un programme expérimental a été élaboré et réalisé au niveau du laboratoire du département.

Ceci nécessite une évaluation d'un certain nombre de caractéristiques en relation directe avec le cisaillement. Les dernières sont nécessaires a posteriori pour définition exacte (numérique) de fissures de cisaillement à prédire en utilisant un logiciel approprie. Dans le cas de la présente thèse, le logiciel retenu est Abaqus.

CHAPITRE 5
ETUDE EXPERIMENTALE

5.1. Fabrication des spécimens

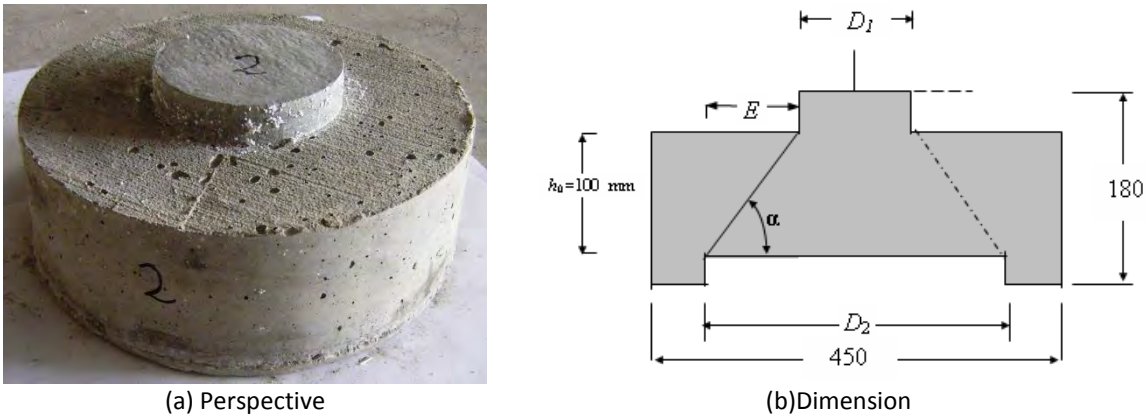
Les essais sont réalisés sur des spécimens en béton de forme cylindrique (figure 5.1). Cette forme, inventée à l'université de Constantine, elle nous permet de prévoir le faciès des fissures (angle d'inclinaison des fissures) et le mode de rupture.

La confection des spécimens d'essai en béton, ainsi que les éprouvettes associées, ont été effectuées au laboratoire du département du génie civil de l'université de Constantine, tout en respectant la composition de béton calculée et les conditions idéales de conservation.

(a) Corps déformable supérieur et paroi de mole (b) Armature radiale et corps déformable inférieur

Figure 5.1. Dispositif de moulage

L'objectif principal de l'essai est d'étudier l'influence de la portée du cisaillement sur le comportement en cisaillement du béton. Pour cela, trois types de spécimens ont été fabriquées dont les dimensions sont représentées au tableau ci-après:



(a) Perspective (b)Dimension

Figure 5.2. Forme et géométrie de spécimen (coupe)

Type de spécimen	D_1 (mm)	D_2 (mm)	E (mm)	α (degrés)
B50E14	84.4	370	142.8	35
B50E10	100	300	100	45
B50E7	120	260	70	55
B50E0.75	185	200	7.5	86

Tableau 5.1. Dimensions des spécimens d'essai.

Remarque : Le symbole **Bx Ey**

x : Indique la valeur du rapport $\mathbf{E/C}$ (Eau sur ciment) ;

y : Indique la valeur de l'angle $\boldsymbol{\alpha}$ en degré ;

E : La portée de cisaillement ;

α : L'angle d'inclinaison des fissures,

h_0 : La hauteur de cisaillement

Exemple : B50 E10

Spécimen en béton ayant un rapport $\mathbf{E/C = 0.50}$ et une portée de cisaillement$a =$ 10 cm. La résistance à la compression est déterminée a partir des essais sur trois éprouvettes cylindriques 16/32 conformément a la norme NFP 18-400.

5.2. Machine d'essai

Les essais ont été réalisés dans le laboratoire de structures du département de génie civil de l'université de Constantine, sur une machine d'essai universelle de type "Shenck RBS3000" avec une force d'essai maximum égale à 3000 kN (figure5.2). L'effort nécessaire pour atteindre la ruine des éprouvettes est appliqué graduellement par palier de 10 kN/mn.

Figure 5.2 Machine d'essai

L'étalonnage de la machine correspond à la mise au point de l'afficheur à l'aide d'un dispositif d'étalonnage. L'opération est effectuée avant de réaliser les essais.

La charge maximale que peut supporter les éprouvettes a été calculée. Elle est de l'ordre de $\frac{1}{6} f_{C28}$.

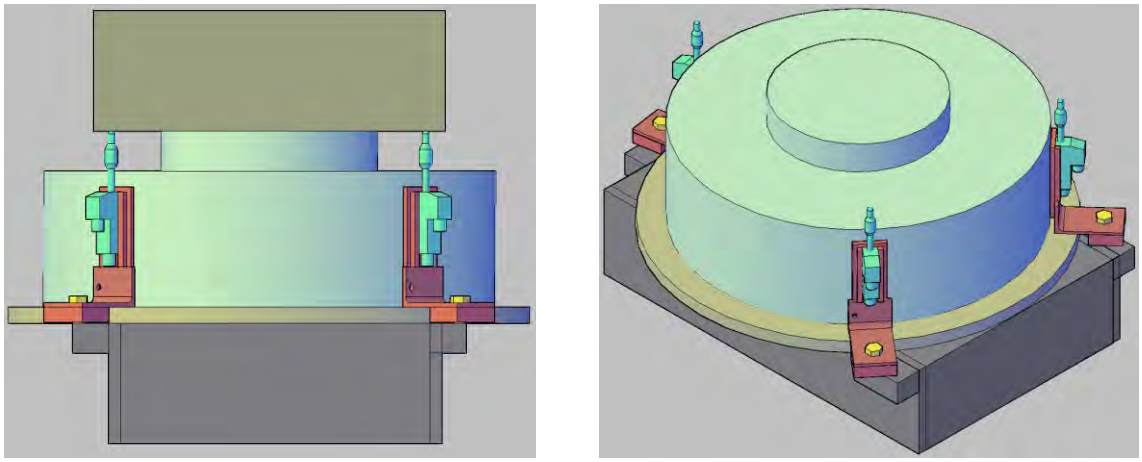
5.3. Instrumentation

5.3.1 Capteurs de forces et de déplacements

Il est évident que, dans n'importe quelle expérience, les observations expérimentales comprennent habituellement la charge et les déplacements ou les déformations.

Le déplacement vertical du vérin de la machine mesuré est le même que le déplacement de la limite supérieure d'éprouvette (figure 5.3.a).

Pour mesurer le glissement longitudinal (déplacement V) entre les deux parois de limite supérieure et inférieure d'éprouvette, des capteurs de déplacement LVDT peuvent être utilisés. Pour permettre l'utilisation des LVDT, des supports métalliques sont utilisés (figure 5.3 b). La précision des capteurs de déplacement est de 0,2% de la course totale du LVDT (25mm).



(a) Position d'éprouvette par rapport au vérin de la machine

(b)Fixation des capteurs de déplacement

Figure 5.3. Dispositif de mesure de déplacements

Les caractéristiques générales des capteurs sont les suivantes :

- Course de 25 mm;
- Tige de commande montée sur double palier et avec ressort de rappel;
- Linéarité indépendante jusqu'à ± 0,1 %;
- Résolution infinie;
- Aucune variation du signal de sortie électrique à l'extérieur de la course électrique théorique;
- Température de travail: 30... +100°C ;

5.3.2. Carte d'acquisition et connectique

Le chargement a été appliqué par palier et les mesures ont été enregistrées à chaque palier sur un PC connecté par câble aux capteurs à l'aide d'un boîtier de connexion TB-9221 et d'une carte d'acquisition qui permit de convertir les signaux analogiques en signaux numériques. Cette carte est référencée sur la marque "Adlink" est du type PCI-9221.

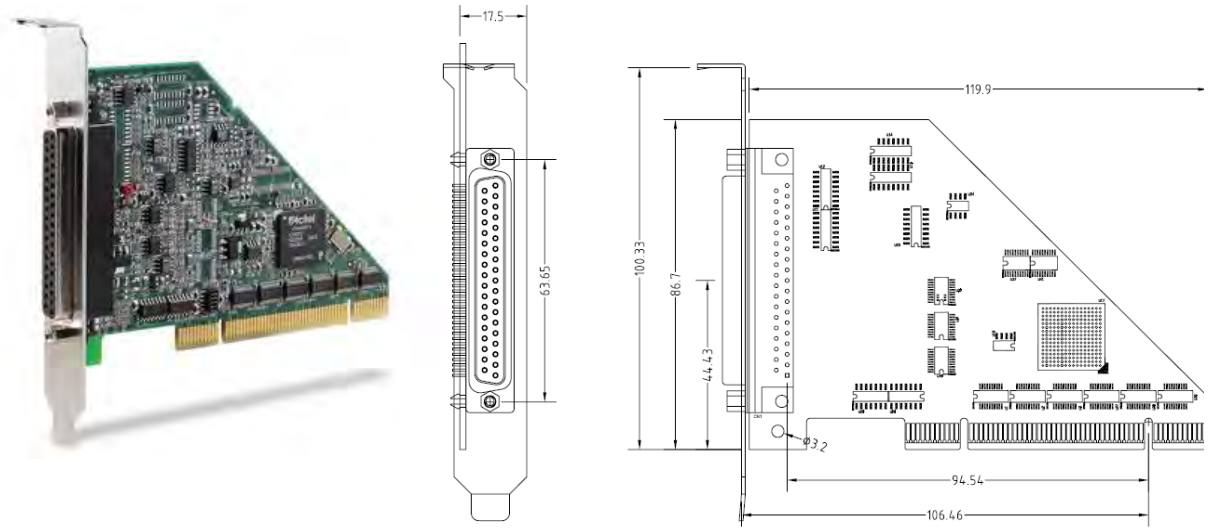
i) Carte d'acquisition PCI-9221

La carte ADLINK PCI-9221 (figure 5.4) est une puissante carte multifonction du type PCI bus. Elle permet de transférer les données reçues à partir du boîtier de connexion au logiciel de traitement (jusqu'à 250 000 scans/s de taux d'échantillonnage).

La PCI-9221 est la meilleure pour l'acquisition de données de mouvement combinées et simple, ce qui présente un outil idéal de contrôle pour la recherche en laboratoire.

Ses caractéristiques principales sont :

- 16 entrées de l'analogue
- Résolution de 16 bits
- Faible coût
- Prise en charge de 32-bit 3,3 V ou 5 V du bus PCI
- Gain programmable pour chaque canal d'entrée ;
- Canal automatique / Analyse du gain ;
- fonction Auto calibration



(a) Perspective (b) Dimensions

Figure 5.4. Carte d'acquisition PCI-9221

ii) Boîtier de connexion TB-9221

Le boîtier de connexion TB-9221 (figure 5.5) est une planche comportant 37 fiches d'entrées et sorties, avec ensembles de circuits intégrés. Elle permet la liaison électrique entre les différents capteurs et la carte d'acquisition, avec la compensation du logiciel "Labview".

Les caractéristiques de ces planches sont les suivantes :

- Une planche de connexion de type: 37-pin D-sub femelle ;
- Dimensions: 155 mm x 106 mm
- Câble de raccordement: ACL-10137-1MM: 37-pin D-sub mâle / mâle, 1 M ;
- Support différentiel de conversation de signal fini vers signal de codeur pour PCI-9221

(a) Perspective (b) Vue de haut de dessus

Figure 5.5. Boîtier de connexion TB-9221

5.3.3. Etalonnage des capteurs

L'emploi d'un capteur implique toujours l'utilisation d'une loi d'étalonnage qui va permettre de passer de la mesure électrique à l'estimation de la grandeur physique correspondante et cela pour bien maîtriser la précision des mesures.

Dans un capteur potentiométrique tel que le capteur PY2, c'est le déplacement du curseur sur la piste du potentiomètre qui provoque la variation de la réponse électrique.

L'étalonnage de ce capteur fait partie intégrante de la démarche de préparation des essais et de l'organisation du laboratoire. C'est un travail important, mais il se trouve en général qu'il n'est absolument pas apparent dans les résultats finaux de la recherche. Il est à noter qu'il est indispensable d'étalonner systématiquement tous les capteurs et faire une vérification périodique.

L'étalonnage est une opération longue et assez fastidieuse, qui mobilise du temps pour la préparation des différents appareillages nécessaire à cette opération, dont on cite :

- une alimentation stabilisée;
- un voltmètre;
- des câbles et fiches de raccordement;
- un comparateur;

Le système de montage est fait de telle sorte que le déplacement de capteur est le même que celui du comparateur à aiguille. Pour cela une liaison en série est effectuée (figure 5.6).

Figure 5.6 Montage utilisé pour l'étalonnage des capteurs

Cette opération est généralement traduite par une courbe d'étalonnage (figure 5.7) qui exprime la relation entre la grandeur physique (qui, dans le présent travail est le déplacement en millimètres) et la mesure donnée par le capteur (signal électrique en volts).

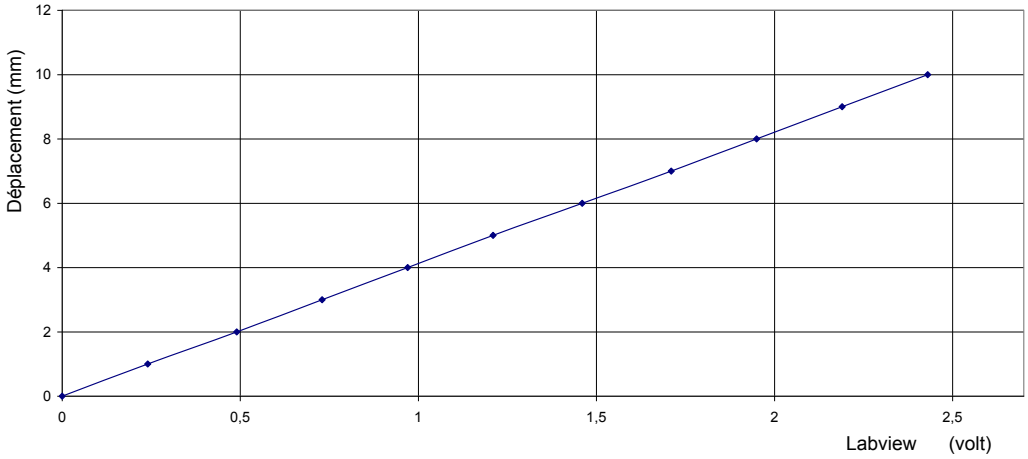


figure 5.7 Courbe d'étalonnage des capteurs de déplacement

Les mesures effectuées sur les capteurs déplacements utilisés permettent de tracer une droite d'équation y= 4.11 x. Ce qui donne un coefficient de conversion de 4.11 mm/volt

5.4. Logiciel de pilotage

L'évaluation des résultats est obtenue par l'emploi d'un logiciel de traitement des résultats dénommé "LabVIEW". Le LabVIEW (Laboratory Virtual Instrument Engineering Workbench) est un logiciel de développement d'applications d'instrumentation.

Mis au point par la société américaine National Instruments, ce logiciel, utilisable dans un grand nombre de domaines, est plus particulièrement destiné à l'acquisition de données et au traitement du signal. En effet, il offre de larges possibilités de communication entre l'ordinateur et le monde physique (par cartes d'acquisitions analogiques ou numériques, cartes GPIB, réseau, liaisons série et parallèle, USB etc.) ainsi que d'importantes bibliothèques mathématiques permettant de réaliser de multiples traitements sur les signaux mesurés.

L'idée de LabVIEW est de remplacer les instruments de mesures et d'analyse d'un laboratoire par un ordinateur muni de cartes spécifiques et d'un logiciel approprié. Dans le cadre de

la mesure, les cartes permettent de convertir des signaux électriques provenant de capteurs, en données numériques. Ainsi, un seul ordinateur muni d'une carte d'acquisition analogique et de LabVIEW est capable de remplacer un voltmètre, un fréquencemètre ou un oscilloscope. De plus, on pourra traiter, analyser et archiver sur disque automatiquement les mesures effectuées.

Le premier travail à faire est de réaliser le montage comme présenté sur la figure 5.11 et l'acquisition des données est assurée par LabVIEW ce qui est présenté par le montage de la figure 5.10.

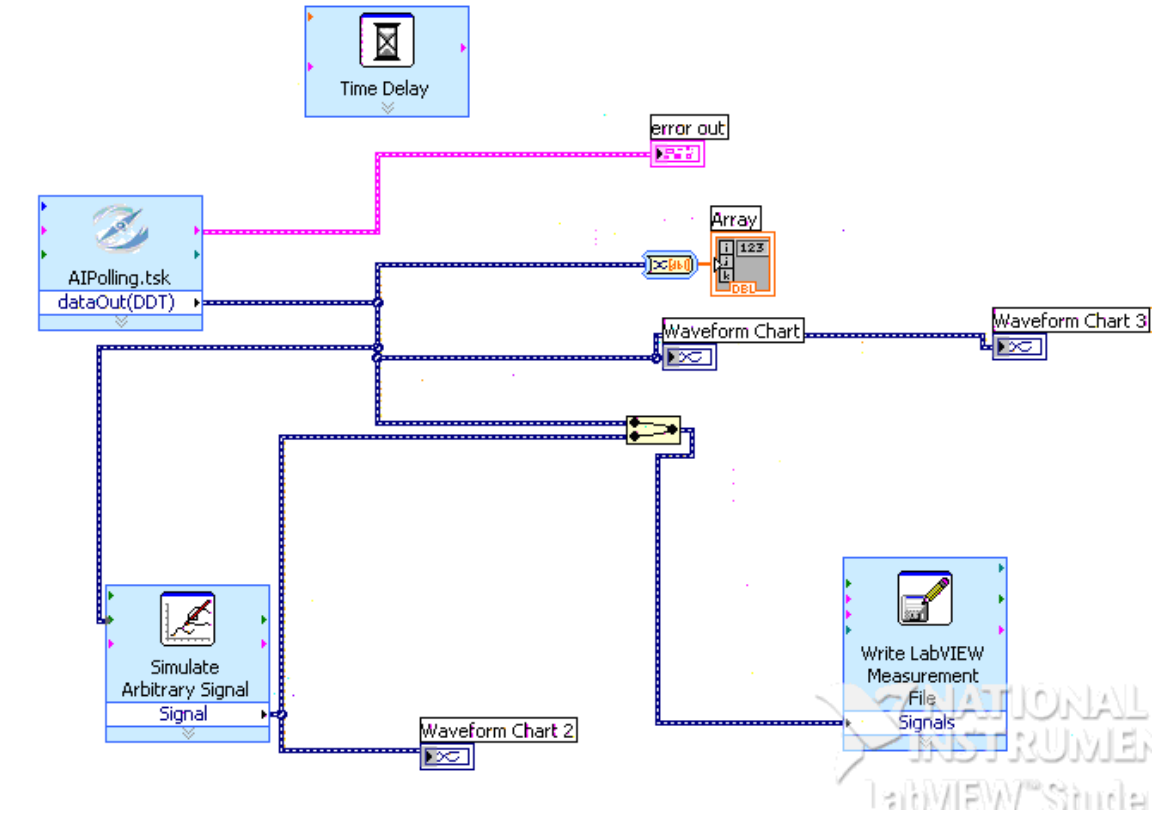


Figure 5.10. Schéma du montage de l'acquisition des donnés

Figure 5.11. Ensemble des accessoires montés

5.5. Programme expérimental

5.5.1 Formulation des bétons

Les quantités des différents composants du béton sont calculées selon la composition de béton présentée dans le tableau ci-dessous "dosage 350".

Les composants	Masse (kg)
Ciment portland composé 42.5	350
Sable sec	710.35
Gravillon sec	947.14
Eau / éléments secs	192.5
G+S	1657.5
TOTAL	2200

Tableau 5.2. Quantité pour 1 m^3 de béton

Volume du spécimen :

V_1= ((3,14*0,45*0,45)/4)*0,14*2= 0.0445 m^3

Le volume total de 12 spécimens : V_{12} = 0.0445*12= 0.534 m^3

Volume des éprouvettes de compression :

$V_1 = 200 \times 0.32 \times 10^{-4} = 0.0064\ m^3$

Le volume total de 3 éprouvettes : $V_3 = 3 \times 0.0064 = 0.0192\ m^3$

Le volume total : $V_{12} + V_3$ = 0.553 m^3

Pour l'étude du comportement à l'échelle globale, on doit respecter des dimensions suffisamment grandes devant celles des plus gros granulats. On admet généralement qu'un rapport de 5 à 10 est suffisant. Le Diamètre du plus gros granulat est 10mm.

Nature des composants	Quantité en kg pour 1.1 V_{TOTAL}
Ciment	212,905
Sable sec	432,11025
Gravier sec	576,147
Eau / éléments secs	117,09775

Tableau 5.3. Composition du béton.

5.5.2 Programme de coulage et de réalisation des essais

L'objectif du programme expérimental est de réaliser l'essai du cisaillement sur 4 types de spécimens de géométries différentes, donc on étudie l'influence des paramètre d'étude (portée de cisaillement) sur la nature des résultats avec la réalisation des essais de contrôle au fur et à mesure du coulage des éprouvettes.

Formulation	Essai de convenance et de contrôle	Essai du modèle			
	Essai de compression	B55E14	B55E10	B55E7	B55E0.75
B 50	3	3	3	3	3

Tableau 5.4. Nombre d'éprouvettes réalisées pour chaque essai

i) Programme de coulage

	Essai du modèle	Essai de compression
1ere jour	3	1
2eme jour	Démoulage et codification des éprouvettes	
3eme jour	3	1
4eme jour	Démoulage et codification des éprouvettes	
5eme jour	3	1
6eme jour	Démoulage et codification des éprouvettes	

Tableau 5.5. Programme de coulage

ii) Planning de réalisation des essais

	Essai du modèle	Essai de compression
1ere jour	3	1
2eme jour	3	1
3eme jour	3	1
4eme jour	3	1

Tableau 5.6. Programme de réalisation des essais.

5.5.3 Résultats bruts

La résistance moyenne de compression est de 20 MPa. Les figures ci-dessus présentent les résultats bruts sous forme des courbes effort-déplacement.

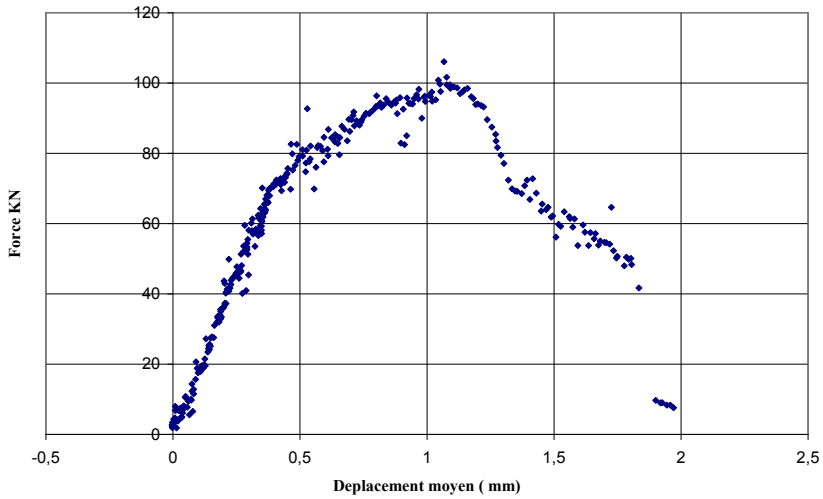


Figure 5.12 Courbe effort déplacement spécimen : B50E10N6

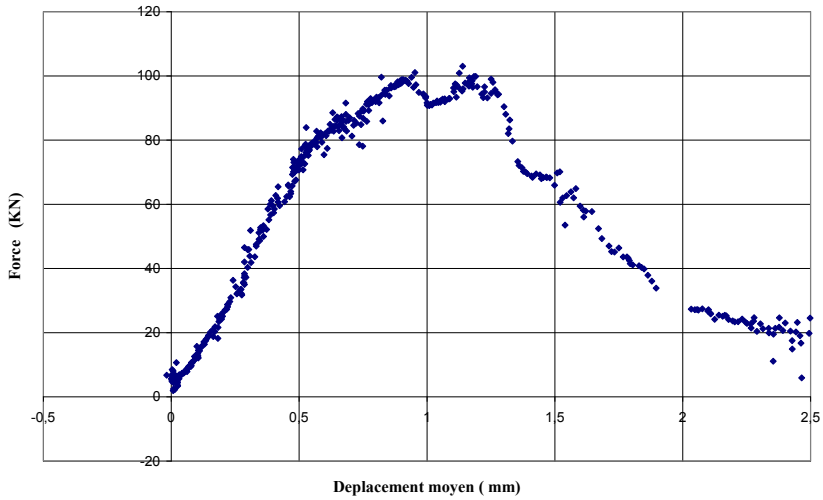


Figure 5.13 Courbe effort déplacement spécimen :B50E10N7

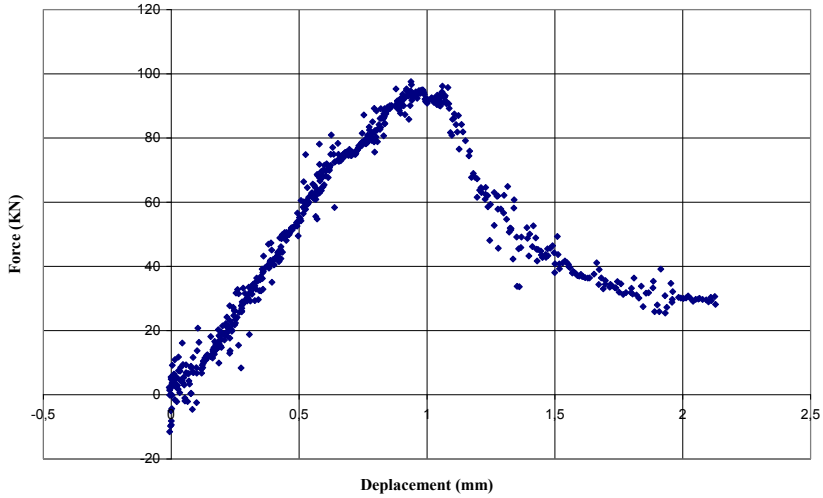


Figure 5.14 Courbe effort déplacement spécimen :B50E10N8

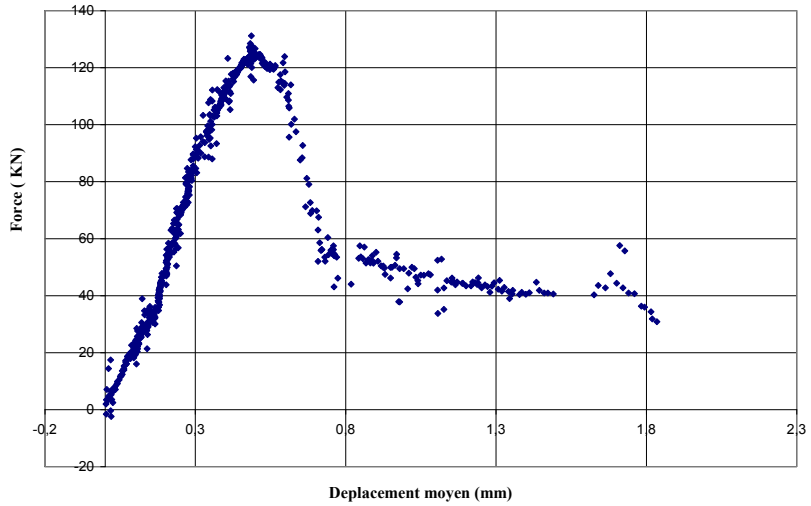


Figure 5.15 Courbe effort déplacement spécimen :B50E7N4

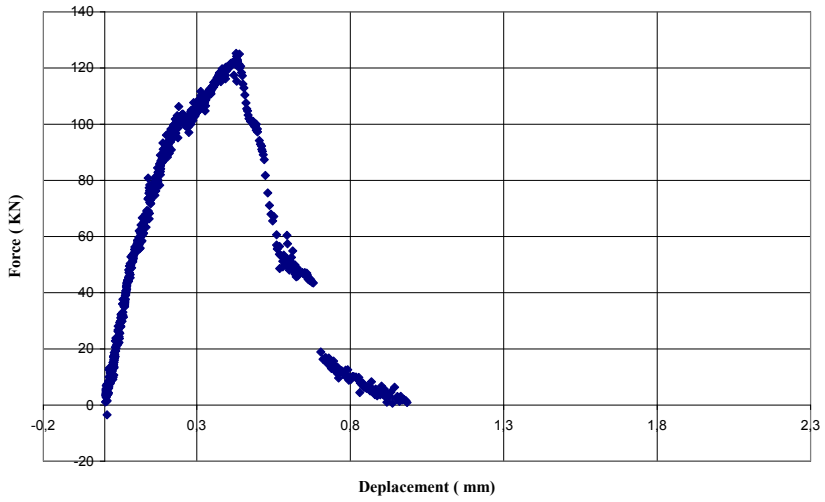


Figure 5.16 Courbe effort déplacement spécimen :B50E7N5

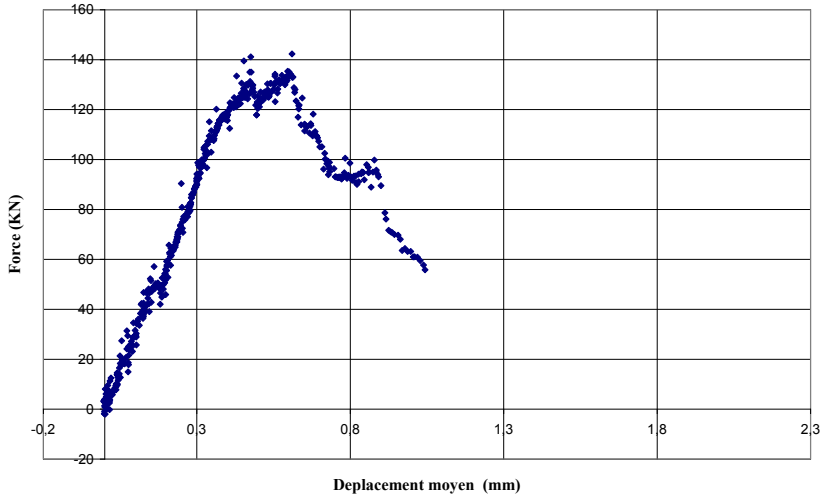


Figure 5.17 Courbe effort déplacement spécimen :B50E7N6

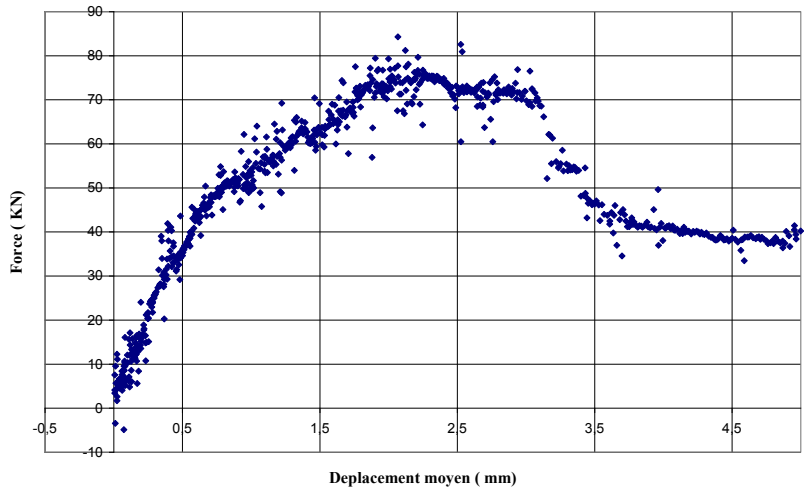


Figure 5.18 Courbe effort déplacement spécimen :B50E14N1

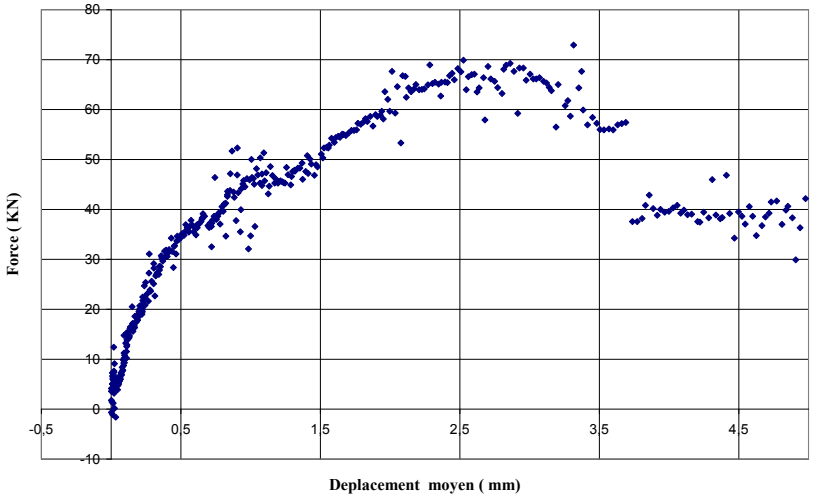


Figure 5.19 Courbe effort déplacement spécimen :B50E14N3

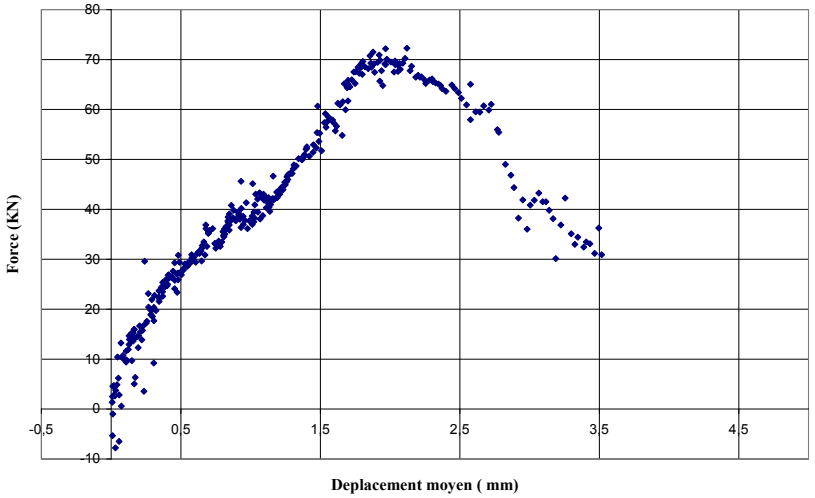


Figure 5.20 Courbe effort déplacement spécimen :B50E14N2

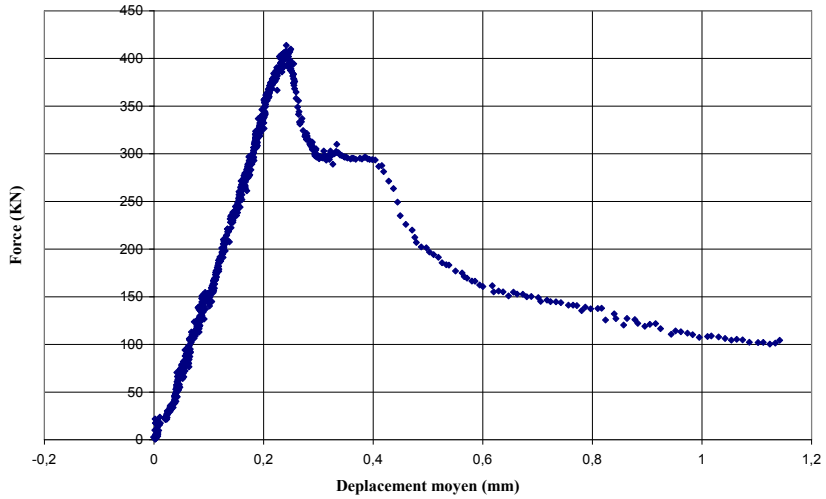


Figure 5. 21 Courbe effort déplacement spécimen :B50E0.75N1

Figure 5.22 Courbe effort déplacement spécimen :B50E0.75N2

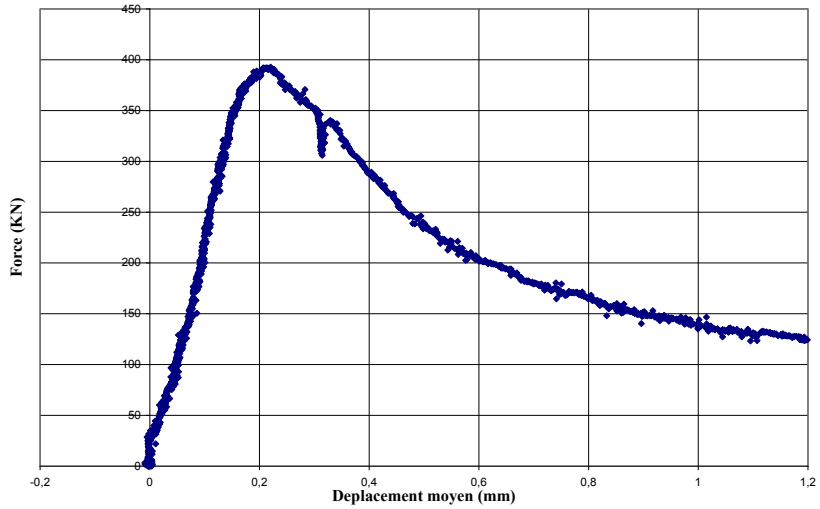


Figure 5.23 Courbe effort déplacement spécimen :B50E0.75N3

CHAPITRE 6. ANALYSE ET DISCUSSION DES RESULTATS

6.1. Analyse numérique des cas étudiés

6.1.1 Introduction

Dans le but d'enrichir le présent travail, il a été modélisé l'endommagement et la rupture par cisaillement des spécimens étudiés par la méthode des éléments finis en utilisant le logiciel « ABAQUS».

Le logiciel « ABAQUS » est une formule complète, et simple a utiliser et dont les interfaces graphiques sont très conviviaux.

ABAQUS est avant tout un logiciel de simulation par éléments finis de problèmes très variés en mécanique. Il est connu et répandu, en particulier pour ses traitements performants de problèmes non linéaires.

La richesse de « ABAQUS » réside dans la variété de ses commandes pour générer les modèles analysés ainsi que leurs comportement et de dimensionner des structures en béton ou en /charpente, il permet aussi la visualisation graphique des résultats.

« ABAQUS » est un logiciel dont les capacités sont nombreuses, le générateur Graphique permet de satisfaire la plupart des exigences de base de l'ingénierie par des outils graphiques adéquats en vue de la mise en forme d'une modélisation.

6.1.2 Maillage et dimensions

Il à considérer considérons les trois types de spécimens en béton représentés au chapitre 5. Il s'agit des spécimens retenus pour mener à terme le programme expérimental dont les dimensions sont représentées au Tableau 5.1.

Puisque la forme des éprouvettes est de révolution (axisymétrique), la modélisation de l'endommagement est effectuée en deux dimensions avec l'application des conditions aux frontières adéquate (figure 6.1). Il s'agit d'un modèle 2D constitué d'éléments quadrilatéraux bilinéaires en contraintes planes (CPS4R) en considérant des matériaux homogènes ayant les mêmes caractéristiques que celles utilisées en expérimentation.

La technique Sweep a été utilisée pour le maillage des modèles. Cette technique permet de mailler un côté ou une surface puis de copier ce maillage le long d'un chemin, c'est-à-dire balayer (sweep) le modèle avec un maillage de base.

Technique de maillage	Type d'élément	Ordre géométrique d'élément	Taille approximative d'élément	Nombre d'éléments	Nombre de nœuds
Sweep	S4R : A4 nœuds	Linéaire	10 mm	656	722

Tableau 6.1. Caractéristiques du maillage.

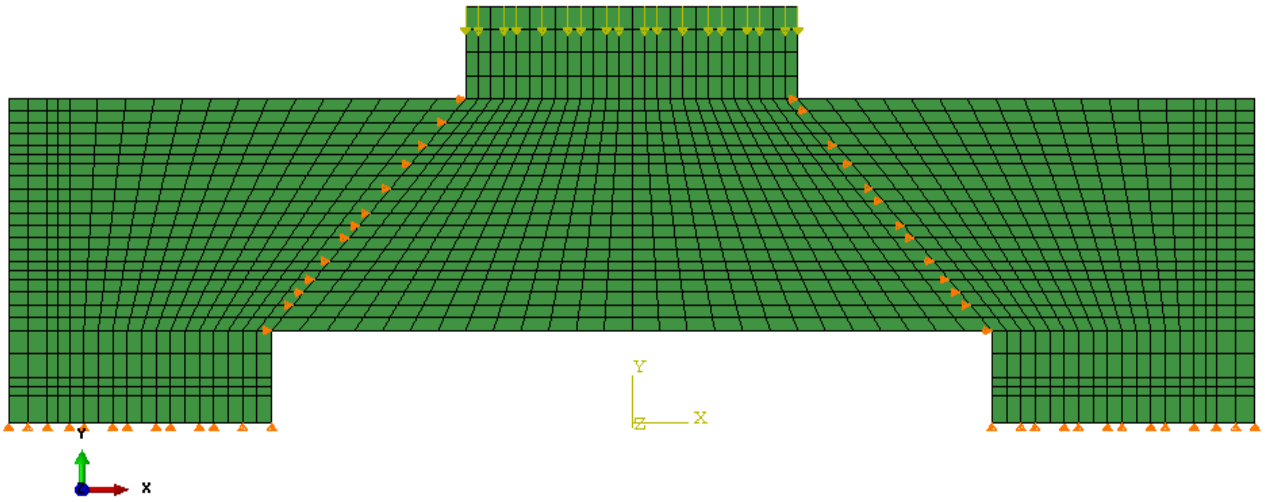


Figure 6.1. Chargement et maillage du modèle

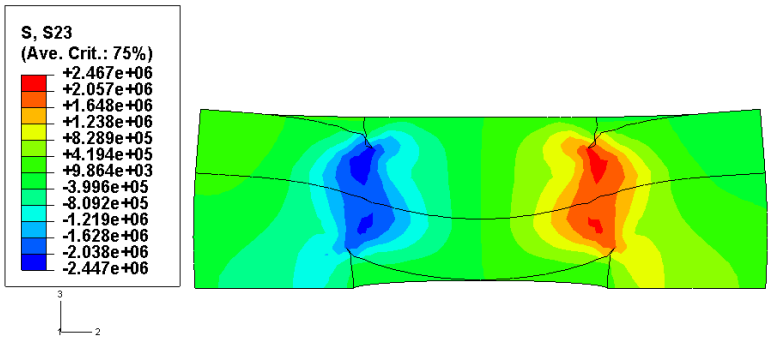
Puisque le comportement attendu du béton est non linéaire, y compris la possibilité de régimes instables après la fissuration du béton, la méthode Riks avec incrémentation automatique est utilisée pour contrôler le chargement.

Avec la méthode de Riks, les données de charge et les paramètres de résultats ne servent qu'à donner une estimation de l'incrément initial de charge.

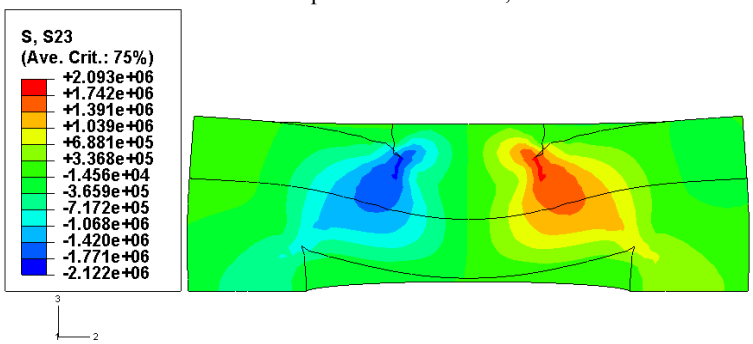
La charge de rupture est déterminée par multiplication de la charge totale et la valeur maximale du facteur de proportionnalité de la charge.

6.1.3 Résultats numériques

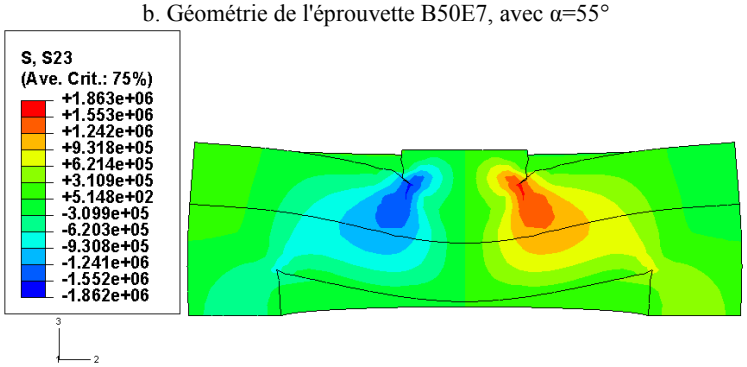
La figure 6.2 présente les profils des contraintes de cisaillement obtenus en élasticité par le logiciel de calcul ABAQUS. La simulation est effectuée en trois dimensions.



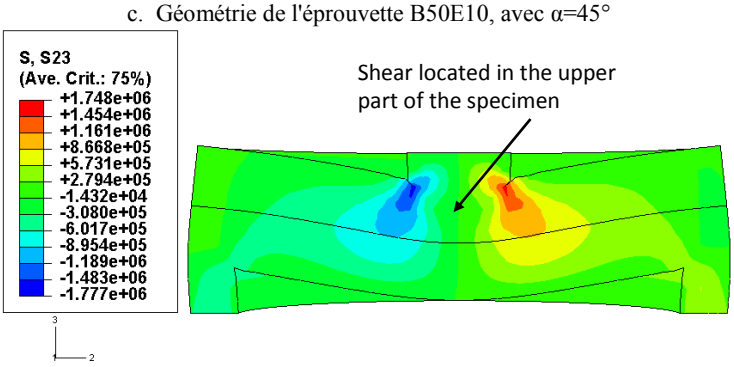
a. Géométrie de l'éprouvette B50E0.75, avec α=86°



b. Géométrie de l'éprouvette B50E7, avec α=55°



c. Géométrie de l'éprouvette B50E10, avec α=45°



d. Géométrie de l'éprouvette B50E14, avec α=35°

Figure 6.2. Profils des contraintes de cisaillement

Une comparaison des profils de contrainte de cisaillement permet de conclure que :

-La zone de cisaillement produite par le type de chargement croit avec l'accroissement de l'inclinaison α

-le type de chargement engendre une concentration de la contrainte de cisaillement le long du plan diamétral supérieur du cylindre de diamètre D_1.

-pour le cas de l'éprouvette B50E14, le cisaillement maximum produit par ce type de chargement est localisé au niveau de la partie supérieure de l'éprouvette avec une inclinaison supérieure à 35° (figure 6.2-d).

Les profils de rupture par traction indiqués sur les figures 6.4 et 6.5 sont obtenus par une analyse mécanique du béton en plasticité par le model «concrete damaged plasticity » intégré dans "ABAQUS program".

Les courbes de comportement des spécimens sous chargement statique sont superposées sur la figure 6.3

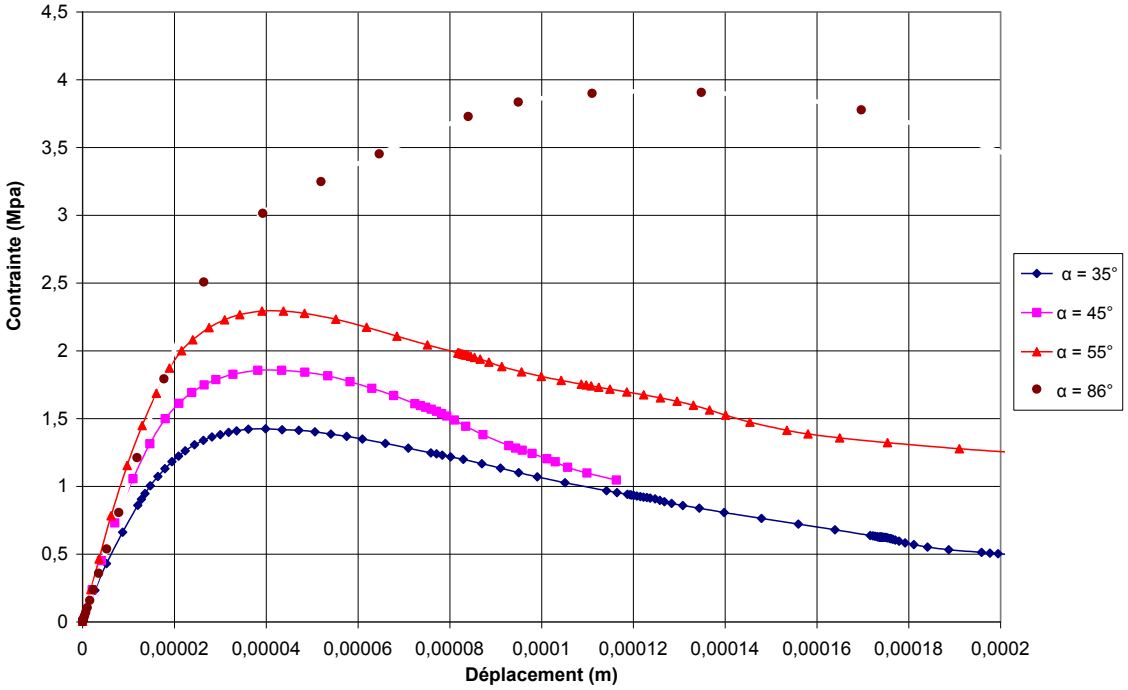
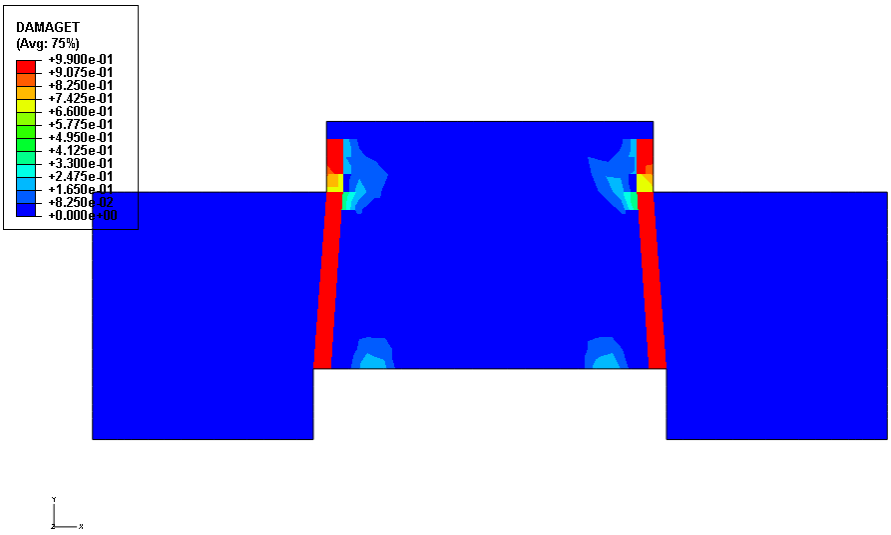
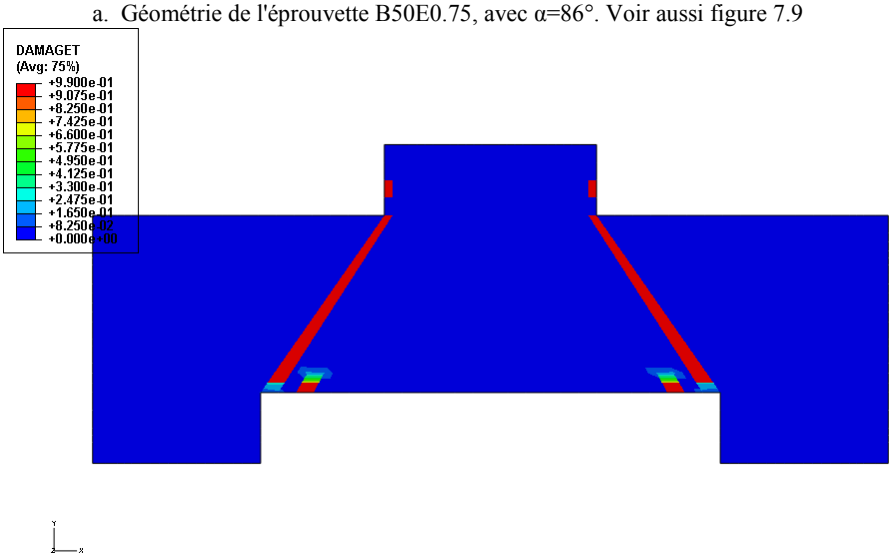


Figure 6.3. Courbes Contrainte - Déplacement

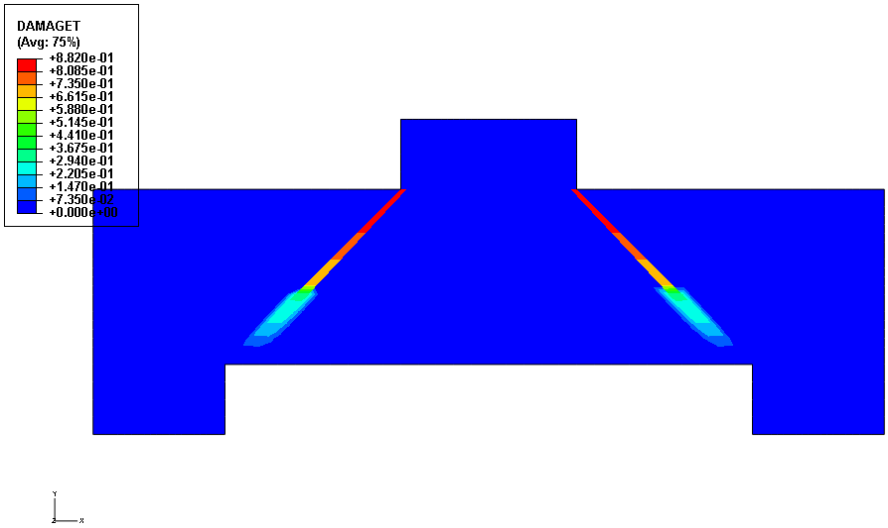


a. Géométrie de l'éprouvette B50E0.75, avec α=86°. Voir aussi figure 7.9

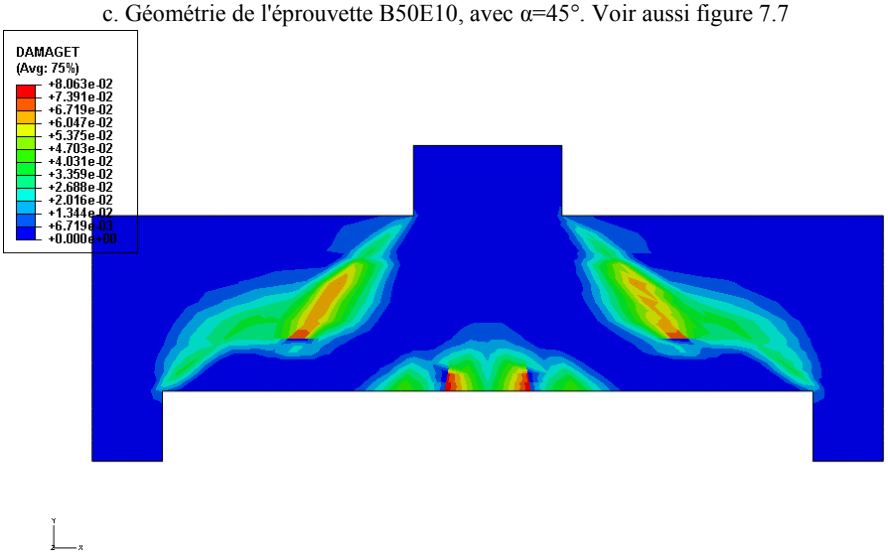


b .Géométrie de l'éprouvette B50E7, avec α=55°. Voir aussi figure 7.6

Figure 6.4. Profiles de rupture par traction (Spécimens B50E0.75 et B50E7)



c. Géométrie de l'éprouvette B50E10, avec α=45°. Voir aussi figure 7.7



d. Géométrie de l'éprouvette B50E14, avec α=35°. Voir aussi figure 7.8

Figure 6.5. Profiles de rupture par traction (Spécimen B50E10 et B50E14)

Les mécanismes de rupture pour les quatre échantillons sont similaires à ceux des résultats expérimentaux.

6.1.4 Analyse des facteurs d'intensité de contrainte

En élasticité linéaire, la distribution des contraintes au voisinage du fond de fissure s'exprime, en coordonnées polaires, par les formules suivantes :

$$\begin{cases} \sigma_{ij} = K_\alpha \dfrac{1}{\sqrt{2\pi r}} f_{ij}^{\alpha}(\theta) \\ \varepsilon_{ij} = K_\alpha \dfrac{1}{\sqrt{2\pi r}} g_{ij}^{\alpha}(\theta) \end{cases} \quad \alpha = 1,2,3$$

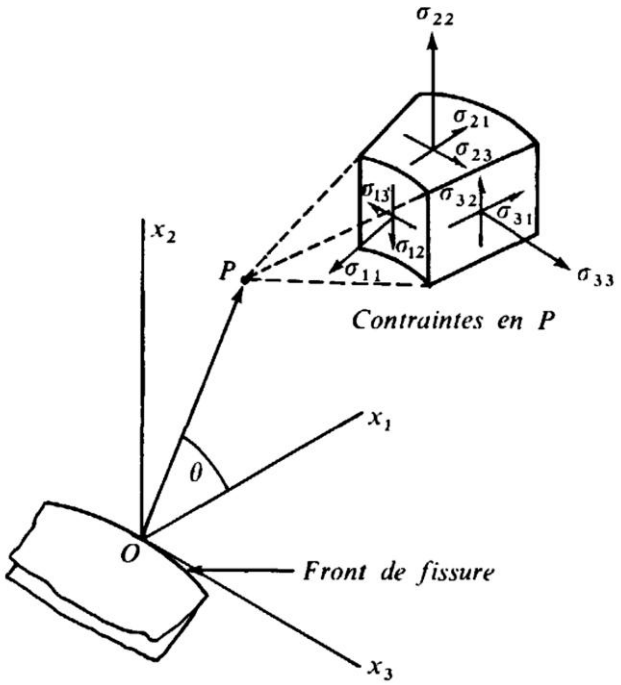


Figure 6.6.Vue d'une fissure en perspective

K_α est le "Facteur d'Intensité des Contraintes" (FIC) en mode α, avec α =I, II ou III. Les fonctions f et g donnent la répartition angulaire.

Pour chaque mode, le facteur d'intensité de contrainte est défini, quand r tend vers zéro le long de l'axe x (θ = 0), en fonction des composantes du tenseur des contraintes par:

$$K_I = \lim_{r \to 0} \left(\sqrt{2\pi r}\, \sigma_{22}(r, 0) \right)$$

$$K_{II} = \lim_{r \to 0} \left(\sqrt{2\pi r}\, \sigma_{21}(r, 0) \right)$$

$$K_{III} = \lim_{r \to 0} \left(\sqrt{2\pi r}\, \sigma_{23}(r, 0) \right).$$

Le concept de Facteurs d'Intensité de Contraintes (FIC) est également une notion importante de la mécanique de la rupture. Les FIC sont équivalents au taux de restitution d'énergie et donnent une information supplémentaire sur la sollicitation mécanique de la fissure.

Pour le cas de notre éprouvette, les facteurs sont déterminés respectivement pour des profondeurs de 20, 40, 60 et 80 mm suivant la figure ci-après

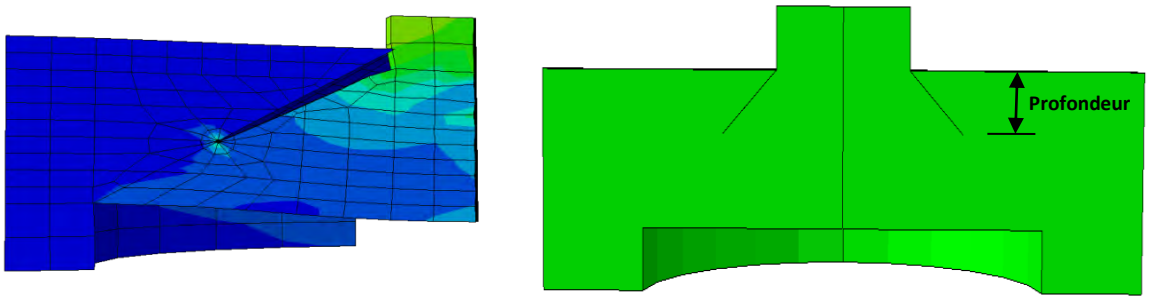


Figure 6.7. Profondeur et orientation des fissures

Les résultats pour les différentes inclinaisons sont illustrés à l'annexe A-1.

L'analyse comparative des facteurs d'intensité des contraintes K_I, K_{II} et K_{III} présente des valeurs proches de 0 pour le facteur K_{III} pour toutes les différentes catégories d'éprouvettes.

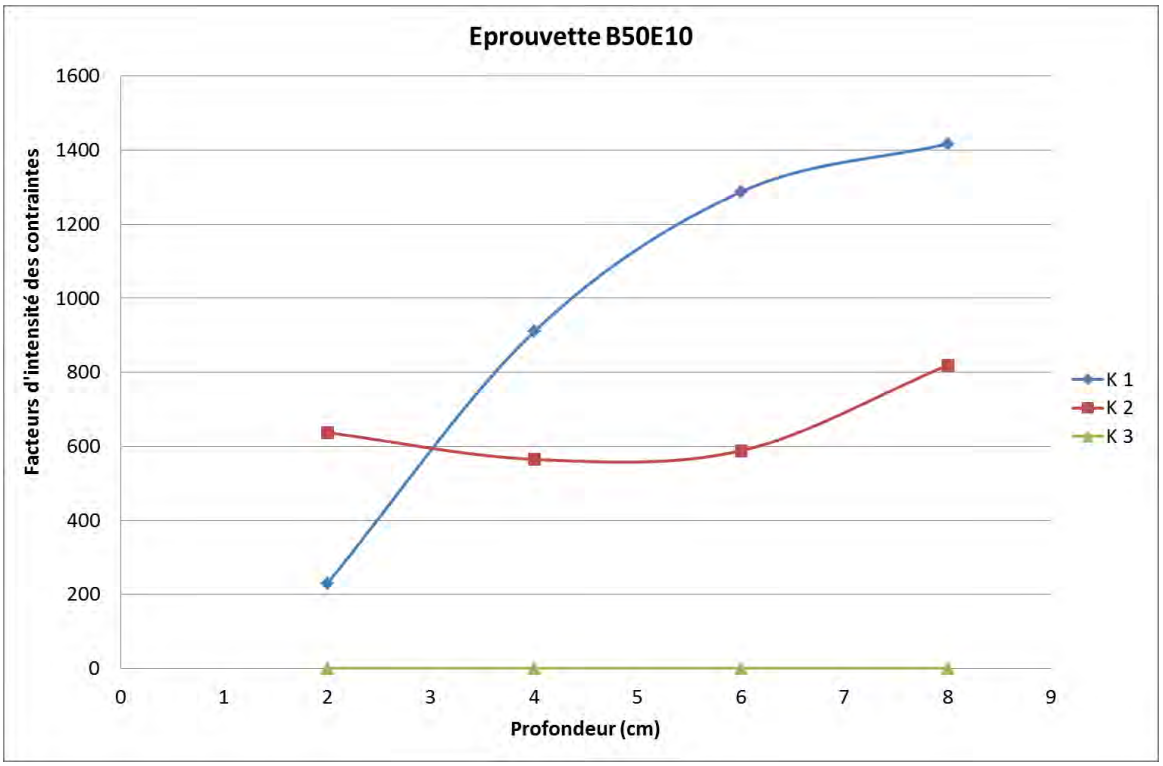


Figure 6.8. Variation des facteurs d'intensité des contraintes en fonction de la profondeur pour α=45°

Ce qui montre que la symétrie de révolution des éprouvettes impose un état de fissuration similaire au cas bidimensionnel.

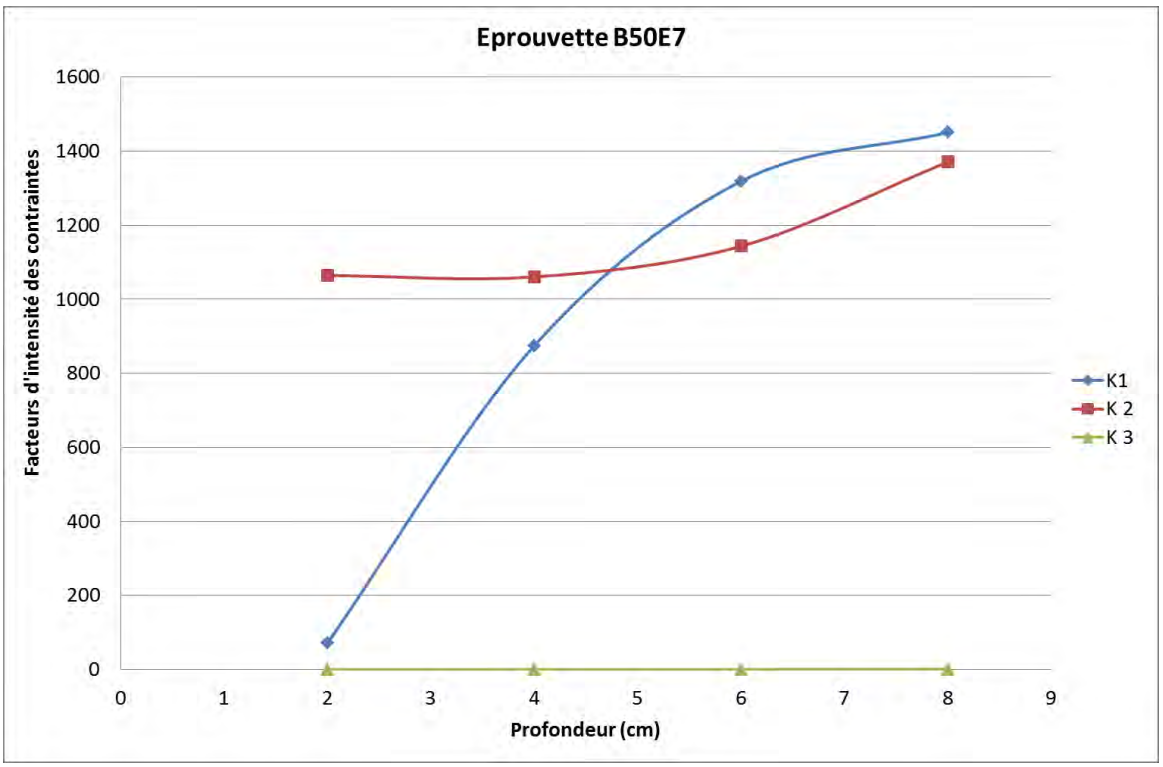


Figure 6.9. Variation des facteurs d'intensité des contraintes en fonction de la profondeur pour α=55°

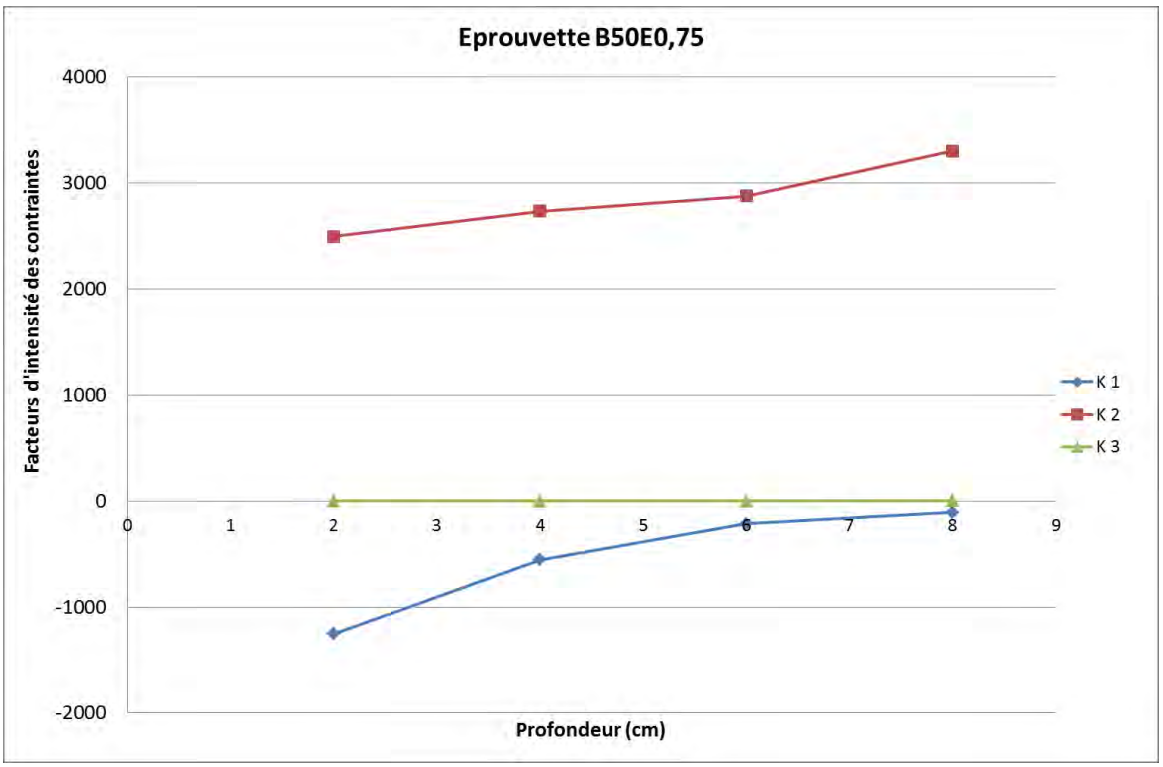


Figure 6.10. Variation des facteurs d'intensité des contraintes en fonction de la profondeur pour α=86°

La variation, de manière proportionnelle, du facteur K_I en fonction de la profondeur est expliquée par l'influence de la flexion de la partie centrale sur la répartition des contraintes normales (compression sur la partie supérieure et traction sur la partie inferieure).

Mais l'effet de contact entre les lèvres de la fissure représente un paramètre important souvent négligé par les hypothèses de modélisation.

Les résultats pour l'éprouvette B50E14 présentent des valeurs concentrées pour la partie supérieure (profondeur de 20 mm) et des valeurs dispersées pour la zone inferieure, ce qui explique le mécanisme de rupture observé expérimentalement (localisation de fissure sur la partie supérieure et des fissures généralisées sur les zones inferieur).

Les variations du facteur correspondant au cisaillement pour les différents cas d'éprouvettes sont illustrées sur la figure ci-dessous:

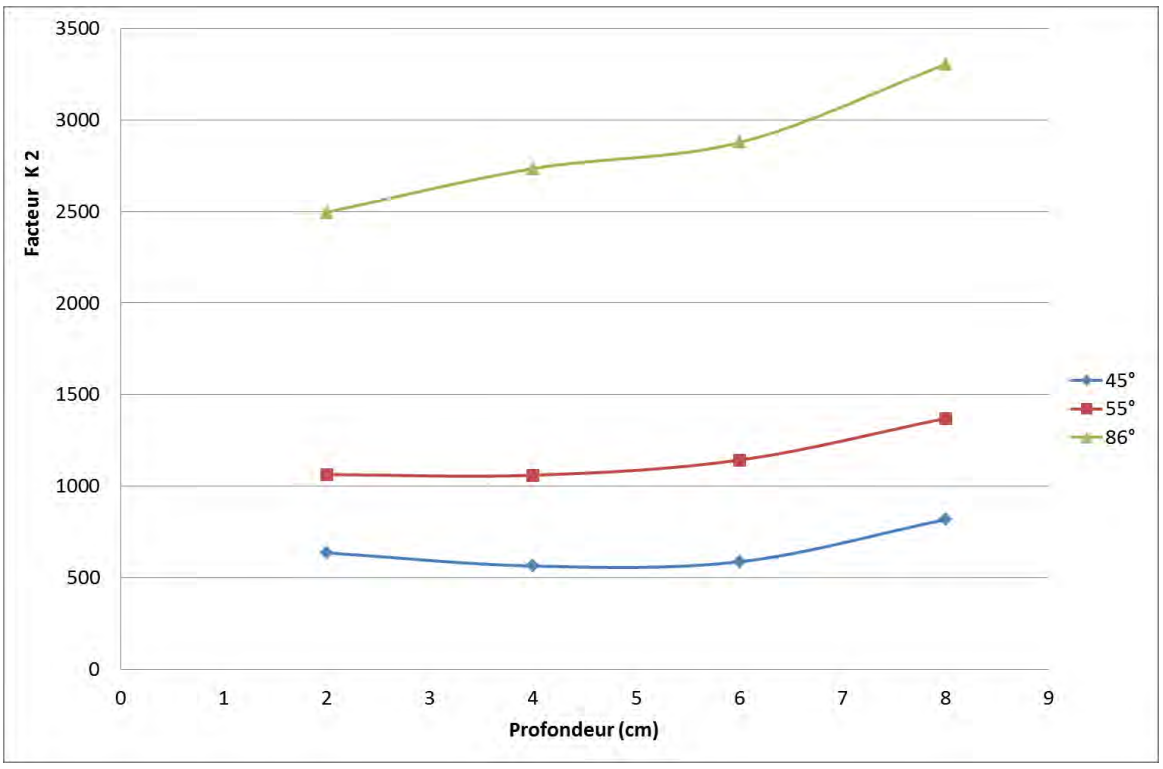


Figure 6.11. Variations du facteur KII en fonction de la profondeur

La figure présente une répartition uniforme des contraintes de cisaillement en fonction de la profondeur pour les trois types d'éprouvettes (des valeurs de K_{II} proches)

L'intensité des contraintes de cisaillement est proportionnelle à l'inclinaison α et l'éprouvette correspondant à l'inclinaison 86 présente l'intensité de cisaillement la plus élevée.

6.2. Discussion

6.2.1 Interprétation des résultats expérimentaux

La résistance moyenne de compression est de 20 MPa. Les figures ci-après montrent le mécanisme d'endommagement obtenu par l'essai proposé.

Le mécanisme de ruine a été déterminé par l'examen du plan d'endommagement après la rupture.

La morphologie de la rupture est identique pour les éprouvettes B50E7, B50E0.75 et B50E10 mais, et est complètement différente pour l'éprouvette B50E14.

La rupture se produit par arrachement d'un cône de béton pour les cas de B50E7 (α=55) et B50E10 (α=45). La fissuration est orientée suivant un plan prédéfini selon la géométrie des corps déformables utilisés au moment du coulage. Les microfissures coalescentes en une seule macro fissure d'inclinaison α par rapport à l'horizontale. L'éprouvette se décompose en deux fragments intacts, une partie centrale de forme conique et une partie extérieure de forme cylindrique.

a. Vue de dessus de la partie extérieure de l'éprouvette

b. Vue de dessous de la partie extérieure de l'éprouvette

c. Plan de rupture

Figure 6.12. Mécanisme de rupture (Eprouvette B50E7avec α=55°)

a. Vue de dessus de la partie ext. de l'éprouvette

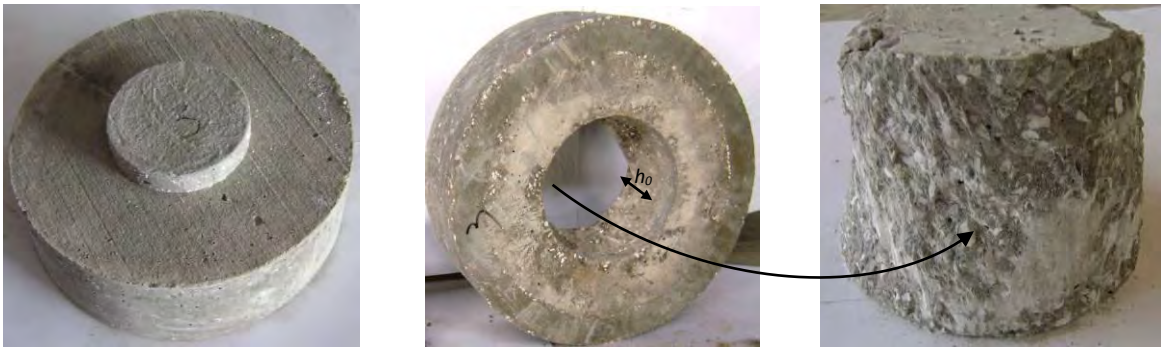
b. Vue de dessous de la partie ext. de l'éprouvette

c. Plan de rupture

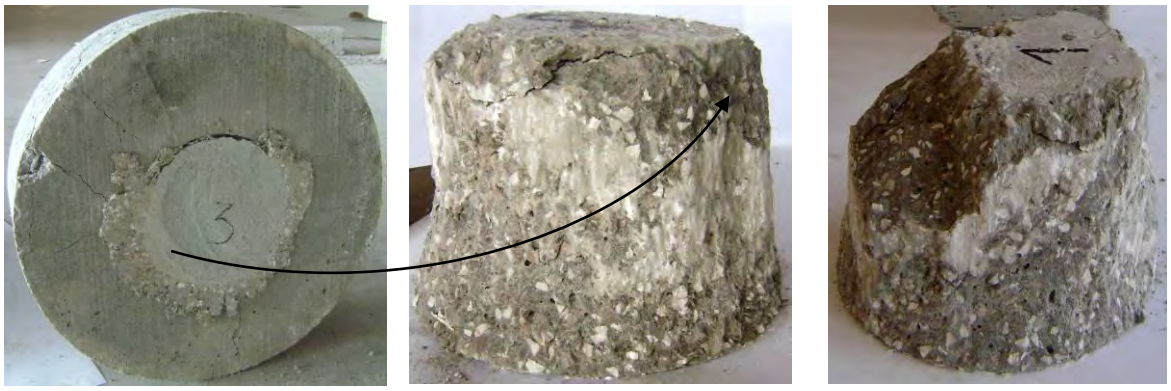
Figure 6.13.Mécanisme de rupture (Eprouvette B50E10 avec α=45°)

a. Vue de dessous b. Vue de dessus

Figure 6.14.Mécanisme de rupture (Eprouvette B50E14 avec α=35°).



a. Perspective d'éprouvette intact b. Plan de rupture



1- Perspective 2- Partie central du spécimen n°3 3- Partie centrale du spécimen n°1

c. Compression de la partie supérieure centrale

Figure 6.15. Mécanisme de rupture (Eprouvette B50E0.75 avec α=86°)

Si les dimensions du spécimen sont réalisées pour α = 86 (B50E0.75), la rupture se produit par la séparation d'une partie centrale cylindrique qui implique que le système de test est utilisé avec efficacité, le spécimen B50E0.75 correspond a α = 86 ° présente presque une rupture par cisaillement pur (figure 6.15b)

Pour le cas de B50E14 (α=35), la rupture ne se produit pas suivant le plan prédéfini .On remarque que le béton autour de l'armature radiale s'endommage et la fissure se propage sur la surface inférieure de l'éprouvette (figure 6.14a). La rupture se produit par flexion de la partie centrale de l'éprouvette qui engendre simultanément des fissurations dans les fibres inférieures de la partie centrale (zones tendues) et dans le plan diamétral d'éprouvette malgré la présence d'une cage d'armatures radiales de haute adhérence.

Figure 6.16. Inclinaison du plan de rupture (Eprouvettes B50E7 etB50E10)

Quatre courbes, représentant les réponses en force- déplacement des éprouvettes B50E7, B50E10, B50E0.75 et B50E14.sont superposées dans la figure 6.18. Dans la première partie des courbes, plus l'angle du plan de rupture est faible et plus la courbe force déplacement présente un partie non linéaire relativement importante jusqu'à la rupture. L'éprouvette, après rupture, est plus ductile.

Suivant la direction de la normale du chargement par rapport au plan de fissuration, l'effort de rupture en cisaillement de l'éprouvette B50E0.75 est nettement supérieure à celui de B50E7 et B50E10 (la force de B50E0.75 =2.66 la force de B50E7=3.63 la force de B50E10). L'éprouvette B50E14 présente l'effort de rupture le plus faible (17.5 % de la force de B50E0.75).

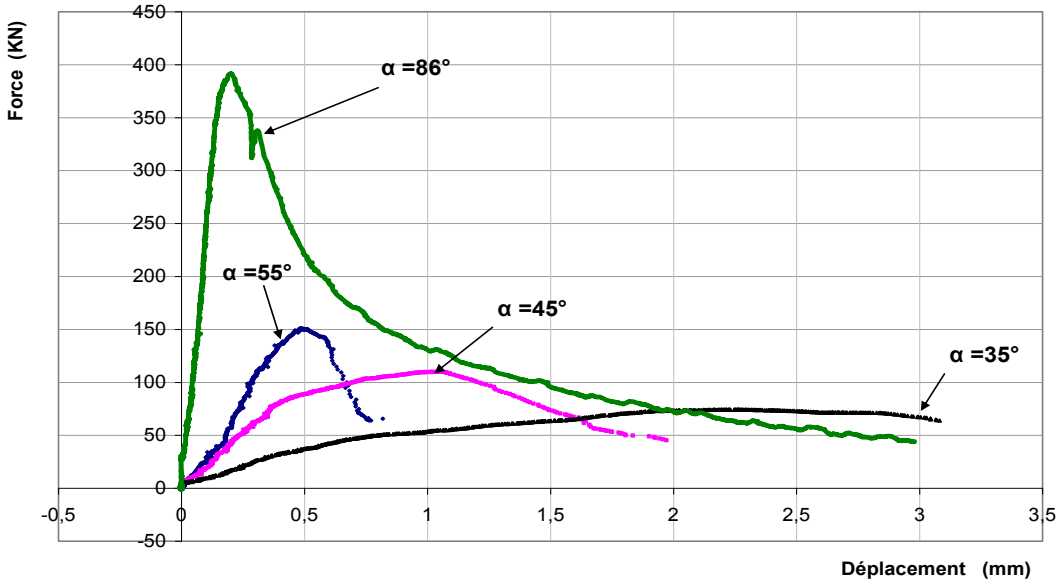


Figure 6.18. Courbes effort - Déplacement

L'inclinaison du plan de cisaillement influe d'une manière directe sur le comportement du béton en cisaillement. En effet, la dimension E est inversement proportionnelle à la rigidité flexionnelle de la partie centrale de l'éprouvette. La flexibilité de la partie centrale engendre des rotations de la paroi verticale du plan diamétral ce qui explique l'endommagement de la partie inférieure de la paroi extérieure de l'éprouvette B50E14 (zone tendue). La relation effort déplacement montre que l'éprouvette B50E14 à un comportement ductile et l'endommagement est de type diffus. La partie descendante explique la réponse de la partie extérieure de l'éprouvette après fissuration où les armatures radiales empêchent le déplacement transversal du béton endommagé.

6.2.2 Etude comparative

Le mécanisme de distribution des fissures pour les quatre spécimens fourni par les résultats numériques est similaire au cas des résultats expérimentaux.

La rupture se produit par localisation des déformations suivant le plan prédéfini pour les cas des éprouvettes B50E7, B50E10 et B50E0.75, mais pour le cas des éprouvettes B50E0.75 la rupture se produit par flexion de la partie centrale et éclatement du béton de contour.

Concernant le seuil de cisaillement, l'influence de la portée de cisaillement (angle alpha) sur la contribution du béton à la résistance au cisaillement n'a pas été évaluée avec précision par les principaux codes de calcul. Seuls quelques codes tels que l'ACI 318 [45] et quelques chercheurs [49] ont proposé des équations empiriques basées sur les résultats expérimentaux.

La résistance au cisaillement des poutres profondes suivant le code de conception ACI est donnée par l'équation (3.9)

Compte tenu des bielles de béton comprimé reliant les points de chargement et les réactions, Kong et Sharp, 1977 [49] ont proposé l'équation 6.1 pour déterminer la résistance de béton au cisaillement pour le cas des poutres sans renforcement de cisaillement

$$v_C = C_1\left[1 - 0.35\frac{a}{h}\right]0.5\sqrt{f_c} \qquad (6.1)$$

Avec C1 = 1,40 pour le béton de poids normal et de 1,35 pour le béton léger

Le seuil de contrainte de cisaillement suivant les résultats expérimentaux est donné par l'équation (4.6).

La figure 6.19 présente la variation de la contrainte de cisaillement en fonction de l'angle α pour comparer les résultats expérimentaux avec les contributions données par les résultats numériques et les équations empiriques.

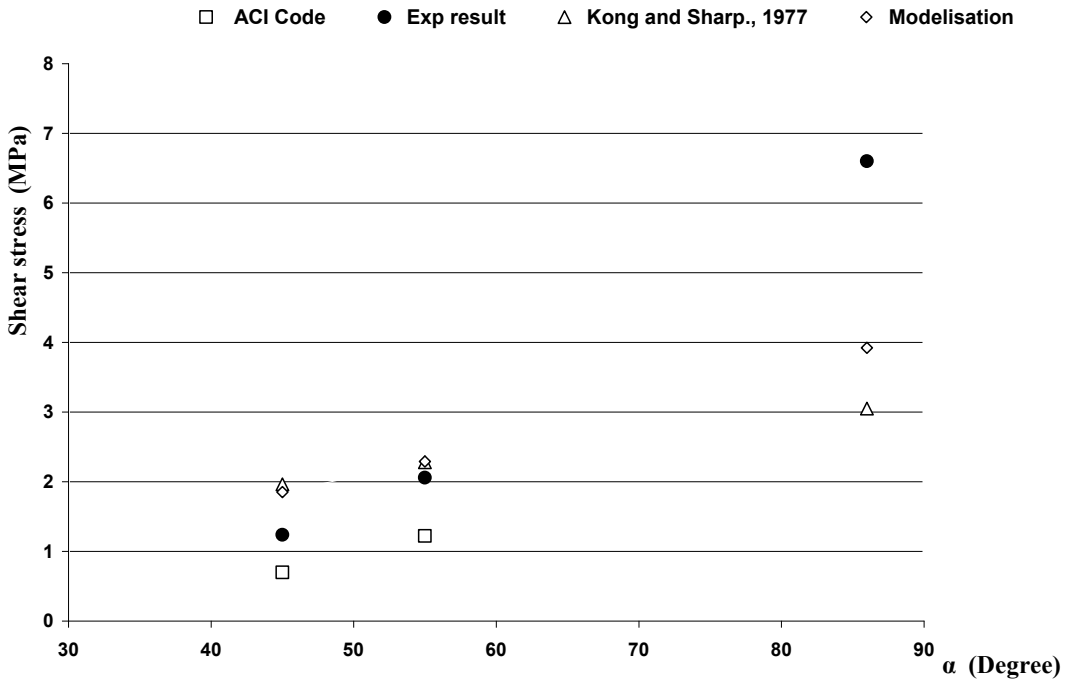


Figure 6.19. Variation de cisaillement maximum en fonction de l'angle α

Le facteur de sécurité a été maintenu neutre, on peut observer pour le cas d'inclinaison 45 et 55°que :

- Les résultats numériques présentée sont très proches que ceux proposés par Kong et Sharp [49]

- Les valeurs des résultats expérimentaux sont inférieures aux valeurs proposées par Kong et Sharp [49].

- La prédiction du code ACI est plus conservatrice que les valeurs estimées par les résultats expérimentaux.

Pour le cas d'inclinaison 86 , l'écart entre les valeurs est plus élevé et la valeur expérimentale est importante par rapport aux résultats numériques et empiriques.

Le code ACI [45] ne fournit pas des valeurs exactes pour les cas des inclinaisons proches de 90° (cisaillement pur).

Le spécimen proposé est capable d'évaluer la contribution du béton au cisaillement pur et prouve que :

En présence des contraintes de confinement la composante de cisaillement par frottement est appréciable par rapport à la contrainte de compression (1/3 fc28).

Lorsque le rapport protée de cisaillement /hauteur de cisaillement est supérieur a 1, la rupture se produit par traction et la flexion est dominante.

CHAPITRE 7.
CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES.

7.1. Conclusions

7.1.1. Etude expérimentale

Le présent travail expose les résultats expérimentaux d'une nouvelle méthode d'essais pour évaluer le comportement du béton en cisaillement.

Des essais ont été réalisés sur quatre types d'éprouvettes ayant différentes inclinaisons du plan de rupture. Ce qui a permis d'en déduire les conclusions suivantes:

- La charge de rupture augmente avec l'inclinaison α.
- Lorsque la composante de cisaillement est plus forte que celle de traction, la rupture se produit par glissement et frottement
- Les inclinaisons de 55° et 86° réduisent les effets de flexion comparativement aux inclinaisons de 45° et 35°.
- Pour α=45°, α=55° et α=86°, la rupture se produit par cisaillement dans un plan de rupture prédéfini.
- L'inclinaison du plan de rupture réduit les contraintes circonférentielles et le béton reste intact dans la partie extérieure de l'éprouvette et ne subit pas de fissuration, bien que l'éprouvette présente une résistance à la rupture plus importante.
- Pour une inclinaison de 35°, la géométrie de l'éprouvette favorise l'émergence du moment de flexion et la rupture se produit par flexion de la partie centrale et par traction de la partie extérieure de l'éprouvette.

En conséquence, on peut dire que la méthodologie d'essai proposée permet de décrire le mécanisme de transfert de cisaillement et d'identifier l'enveloppe de rupture des spécimens. Le procédé est capable de décrire d'une façon fiable et simple le comportement du béton au cisaillement pour différentes inclinaisons possibles, surtout lorsque l'on veut prendre en compte la fragilité du matériau ainsi que la symétrie de révolution et la déformation unidirectionnelle du corps d'éprouvette.

7.1.2. Modélisation numérique

Concernant la modélisation numérique, l'utilisation des modèles de comportement présenté par le logiciel d'éléments finis "ABAQUS" conduit à l'application d'hypothèses éloignées de la réalité.

- A titre d'exemple, le modèle "Concrete Damaged Plasticity" ne permet pas la suppression des éléments lors des analyses. Mais, en réalité, la propagation des fissures correspond à une discontinuité du matériau, ce qui influe d'une manière directe sur les résultats de déplacement.
- La modélisation bidimensionnelle de la rupture par traction conduit à l'apparition de la première rupture en diagonale, ce qui est en contradiction directe avec la modélisation en 3 dimensions en élasticité qui montre que le type de chargement engendre une concentration de la contrainte de cisaillement le long du plan diamétral supérieur.
- Pour l'analyse linéaire de la rupture en 3 dimensions, l'effet de contact entre les lèvres de la fissure représente un paramètre important souvent négligé par les hypothèses de modélisation.

- En plus, le blocage des déplacements horizontaux conduit à l'application de contraintes de confinement inconnues ce qui induit à une élimination d'un facteur très important influant sur le mécanisme de transfert de cisaillement.

7.2. Perspectives

Le présent thème pourrait être développé davantage. Ce qui a été réalisé jusqu'ici pourrait être complété en mettant l'accent sur deux aspects fondamentaux:

7.2.1. Aspect expérimental

- Développement d'abaques à deux entrées liant graphiquement le rapport "portée de cisaillement sur hauteur utile (inclinaison du plan de cisaillement)" et le rapport "contribution du béton au cisaillement sur la résistance caractéristique à la compression". Ces abaques peuvent être utilisés dans les calculs et le dimensionnement des structures en béton armé qui sont exposées à une forte intensité de cisaillement tels que les voiles, les poteaux courts et les fondations sur pieux.
- Calibration du module de cisaillement expérimental (cas du cisaillement pur) dans le but de définir des modèles de description du comportement en cisaillement utilisables dans le calcul des structures.
- Proposition d'un nouveau type de spécimens avec les plans d'un dispositif expérimental de dimensions réduites pouvant être logé dans la plupart des machines d'essais des éprouvettes cylindriques.
- Nouvelles formulations de micro-béton de meilleure qualité.

7.2.2. Aspect numérique

- Détermination des contraintes normales agissant sur le plan de rupture. Ceci pourra être utilisé pour la caractérisation de l'influence du confinement sur la nature des résultats et la détermination de la relation entre les différentes inclinaisons du plan de rupture (mode mixte) et la charge expérimentale avec différents angles (l'essai proposé pourrait être intrinsèque).
- La modélisation de la rupture en 3D pour chercher les critères de rupture les plus fiables par rapport aux résultats expérimentaux.
- Plus de déductions de l'analyse numérique de la rupture et critique plus détaillée de l'influence du confinement.
- Proposition de l'analyse par le logiciel "Ansys".

BIBLIOGRAPHIE

[1]. Baron J., «La résistance à la propagation de fissure In le béton hydraulique». Presses de l'école nationale des ponts et chaussées. Paris. 1982.

[2]. ASCE-ACI Task Committee 445. (1998). Récent approaches to shear design of structural concrete. Journal of Structural Engineering, 124(12):1375-1417.

[3]. R.C.K. Wong a, S.K.Y. Ma a, R.H.C. Wong b, K.T. Chau "Shear strength component of concrete under direct shearing" Cement and Concrete Research 37 (2007) 1248–1256

[4]. Kotsovos M. D., (1983) "Mechanisms of 'shear' failure", Magazine of Concrete Research", vol.35, n°123, pp. 99-106.

[5]. Emmons, Peter H. 1993. Concrete repair and maintenance illustrated, 1th éd, Kingston, Mass. R. Snow Means, 295p.

[6]. Aurelio Muttoni . "Poutres soumise à l'effort tranchant". Cours structures en béton armé. ECOLE POLYTECHNIQUE FEDERALE DE LAUSANNE, Année académique 2005 – 2006, 3ème semestre.

[7]. Robinson J.R., (1962) "Cours de béton armé, Ecole Nationale des ponts et chaussées".

[8]. Kim W., White R.N., (1991) "Initiation of shear cracking in reinforced concrete beams with on web reinforcement", ACI Structural Journal, may-june, vol. 88, n°. 3, pp. 301-308.

[9]. Walther R., Miehlbradt M., (1990) "Dimensionnement des structures en béton", Bases et technologie, de Génie Civil de l'école polytechnique fédérale de Lausanne, Suisse, volume 7, 1990.

[10]. Combescure D. 1996. « Modélisation du comportement sous chargement sismique des structures de bâtiments comportant des murs de remplissage en maçonnerie ». Thèse Ecole Centrale Paris, ELSA JRC.

[11]. Davenne L. 1990.« Modélisation de l'influence des armatures transversales sur le comportement non linéaire d'éléments de béton armé ». Thèse Université Pierre et Marie Curie, Paris 6.

[12]. Mestat Ph., Prat M. et al. 1997 « calcul des ouvrages généraux de construction » .Hermès publications, Paris.

[13]. Fenwick R.C., Paulay T.Sr., (1968) "Mechanisms of shear resistance of concrete beams", J. of Structural Division, ASCE 94 (10), pp.2325-2350.

[14]. Jung S., Kim K.S., (2007) "Knowledge-based prediction of shear strength of concrete beams without shear reinforcement". Engineering Structures, doi:10.1016/j.engstruct.2007.10.008.

[15]. Taylor H.P.J, 1974, 'The fundamental behaviour of reinforced concrete beams in bending and shear', In Proc. ACI-ASCE Shear symposium, Ottawa, ACI Detroit, SP42-03, vol. 42, 43–78.

[16]. Rajagopolan ,K. S. and Ferguson, P. M. Exploratory shear tests emphasizing percentage of longitudinal steel. Proc. ACI, 65, N°.8, Aug. 1968, pp.634-8.

[17]. Evans, R. H. and Kong, F. K. Shear design British code CP 114. The Structural Engineer, 45, N°.4, April 1967, pp. 153-8.

[18]. Kong, F. K., Robins, P. J., Singh, A. and Sharp, G. R. Shear analysis and design of reinforced concrete deep beams. The Structural Engineer, 50, N°.10, Oct. 1972, pp. 405-9

[19]. Desayi, P. A method for determining the shear strength of reinforced concrete beams with small av/d ratios. Magazine of concrete research, 26, N°.86, March 1974, pp. 29-38

[20]. Ritter, W., "Die Bauweise Hennebique (The Hennebique Construction Method),"Schweizerische Bauzeitung, Vol. 17, Switzerland, 1899, pp. 41-43, 49-52 et 59-61.

[21]. Mörsch, E., Der Eisenbetonbau – seine Theorie und Anwendung (Reinforced Concrete Construction –Theory and Application), 5. Auflage, Verlag Konrad Wittwer, Stuttgart, Germany, 1922, 460 pp.

[22]. Schlaich J. Schäfer K., Jennewein M. (1987) Toward a consistent design of structural concrete. PCI Journal 32,3°, p 74-150.

[23]. Marti P. (1985-a) Basic tools of reinforced concrete beam design. ACI Journal V82, Jan-Feb, p 46-56.

[24]. Marti P. (1985-b) Truss models in detailing. Concrete International, Dec, p 66-73.

[25]. Vecchio, F.J. & Collins, M.P.,The Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear, ACI Journal, Vol. 83, No. 2, 1986, pp.219-231.

[26]. Vecchio, F.J., Towards cyclic load modeling of reinforced concrete, ACI Structural Journal, Vol. 96, No. 2, 1999, pp. 193-202.

[27]. Collins, M.P. & Mitchell, D.,Prestressed Concrete Basics, Canadian Prestressed Concrete Institute, Ontario, 1987, 606 p.

[28]. VECCHIO, F., and COLLINS, M. P. 1981. Stress-strain characteristics of reinforced concrete in pure shear. International Association for Bridge and Structural Engineering Colloquium, Delft, Final Report, pp. 211-225.

[29]. MacGregor, J.G.,Reinforced concrete: Mechanics and design, 3rdEdition, 1997, 393 p.

[30]. N. Iosipescu. « New accurate procedure for single shear testing of metals ». Journal of Materials, 2 :537–566, 1967.

[31]. M. Arcan, Z. Hashin and A. Voloshin. « A method to produce uniform plane-stress states with applications to fiber-reinforced materials ». Experimentals Mechanics, 18(4) :141–146, 1978.

[32]. ASTM D 5379/D 5379M. « Standart Test Method for shear properties of composites materials by the V-Notched beam method », 1998.

[33]. Malin L.G., Neumeister J.M., Pettersson K.B., Johansson H., Asp L.E., (2000),« Evaluation of four composite shear test methods by digital speckle strain mapping and fractographic analysis », Journal of Composites Technology & Research, vol. 22, n° 3, , p. 161-172.

[34]. Pettersson K.B., (2002), Development of the inclined double notch shear test for determination of interlaminar properties of composite laminates, Thesis, KTH Stockholm,.

[35]. Hawong J.S., Shin D.C., Baek U.C., (2003),Validation of pure shear test device using finite element method and experimental methods », School of Mechanical Engineering, South Korea,.

[36]. Pierron Fabrice ; Vautrin Alain, (1994), L'essai de cisaillement plan d'iosipescu: modélisation et méthodologie expérimentale pour les composites, Thèse nouveau doctorat, Université de Lyon 1, Lyon, FRANCE (Université de soutenance).

[37]. Ballatore, E., Carpinteri, A., Ferrara, G., 1990. Mixed Mode Fracture Energy of Concrete. Engineering Fracture Mechanics. 35(1/2/3), 145-157.

[38]. Swartz, S.E., Taha, N.M., 1990. Mixed Mode Crack Propagation and Fracture in Concrete. Engineering Fracture Mechanics. 35(1/2/3), 137-144.

[39]. Mohamed Derradj Æ Salah Kaci, Numerical study of compact shear (Mode II) type test specimen geometry. Journal of Materials and Structures, Received: 24 July 2006 / Accepted: 24 September 2007.

[40]. Wong R.C.K., Ma S.K.Y., Wong R.H.C., Chau K.T. «Shear strength components of concrete under direct shearing». Cement and Concrete Research, vol. 37, 2007, p. 1248–1256.

[41]. Alan H. Mattock., Neil M. Hawkins. SHEAR TRANSFER IN REINFORCED CONCRETE: RECENT RESEARCH, PCI Journal / March-April 1972. PP55-75.

[42]. GRAF K. - “Versuche uber den vercshiebewiderstrand von Dubeln fûr Verbundtrager”. Der Bauingenieur (Berlin), Vol 25, n°8, pp.297-303, 1950.

[43]. CSA Committee A23.3. (2004). Design of Concrete Structures. Rexdale, Ontario, Canadian Standards Association.

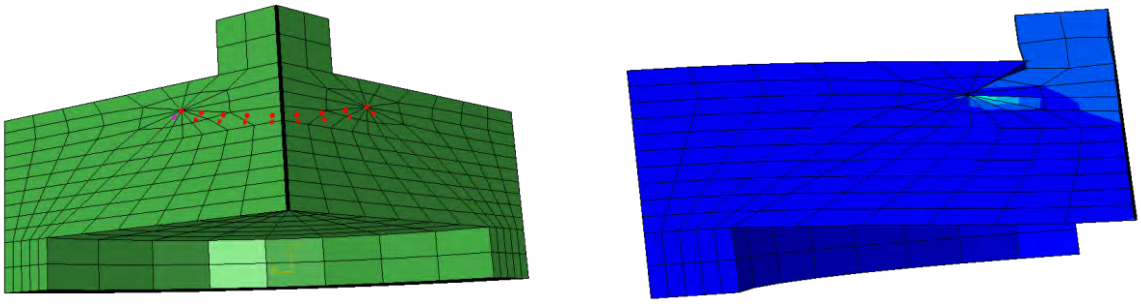
[44]. ACI Committee 318. (2005). Building Code Requirements for Structural Concrete. Framington Hills, Michigan: American Concrete Institute.

[45]. Committee 318, Building code requirements for structural concrete and commentary, ACI 318–99/ACI 318R–99, American Concrete Institute, Detroit, Michigan, 1999.

[46]. Eurocode2. (2005). Calcul des structures en béton. Partie 2: Ponts en béton - Calcul et dispositions constructives. Bruxelles: Comité Européen de Normalisation.

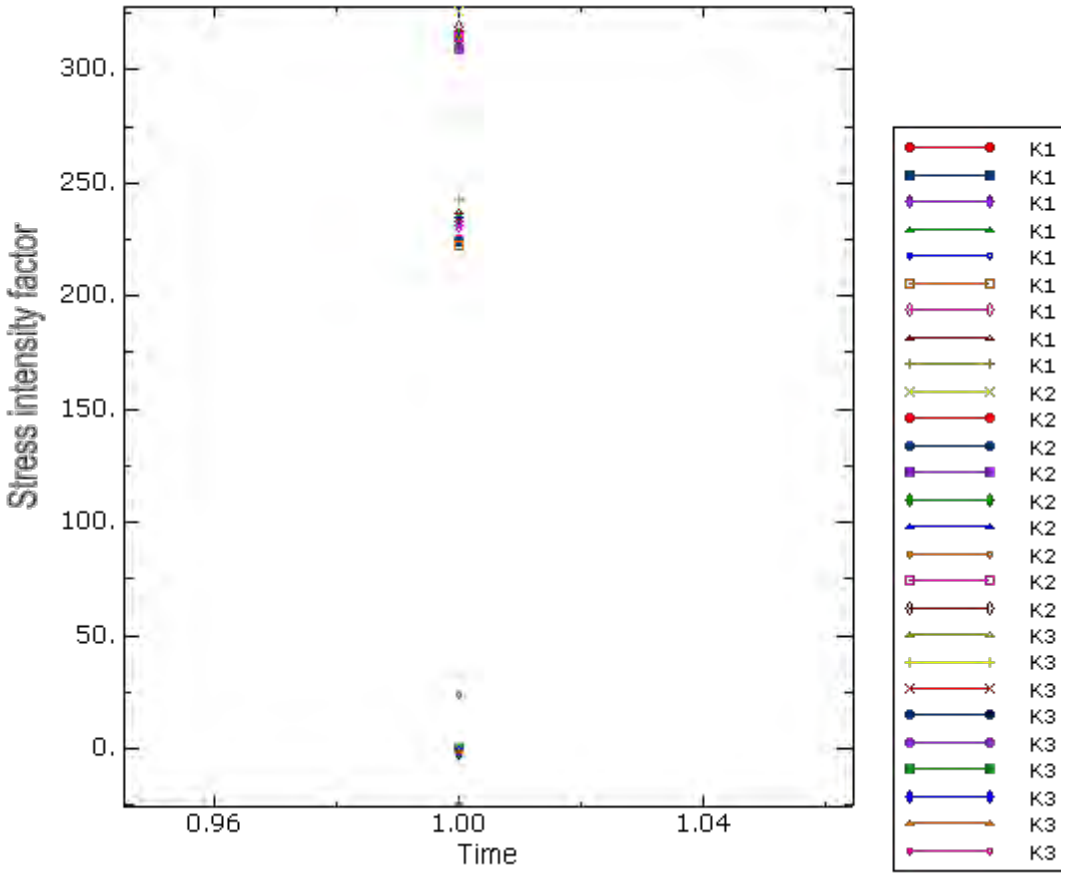
[47]. Rots, J. G., and J. Blaauwendraad, “Crack Models for Concrete: Discrete or Smeared? Fixed, Multi-directional or Rotating?,” HERON, vol. 34, no.1, pp. 1–59, 1989.
[48]. “Cracking model for concrete,” Section 20.6.2 of the Abaqus Analysis User's Manual.
[49]. Kong, F.K., Sharp, G.R., 1977. Structural idealization for deep beams with web openings. Magazine of Concrete Research 29 (99), 81–91.

ANNEXE A : FACTEURS D'INTENSITE DE CONTRAINTES



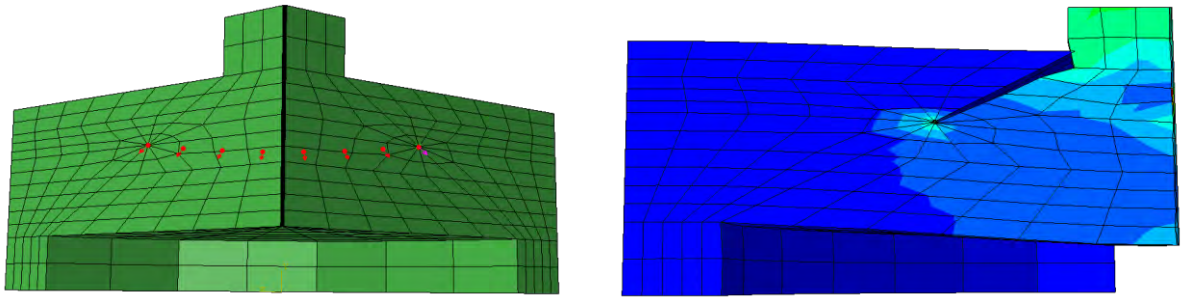
a- Profondeur de fissure

b- Mode de déformation

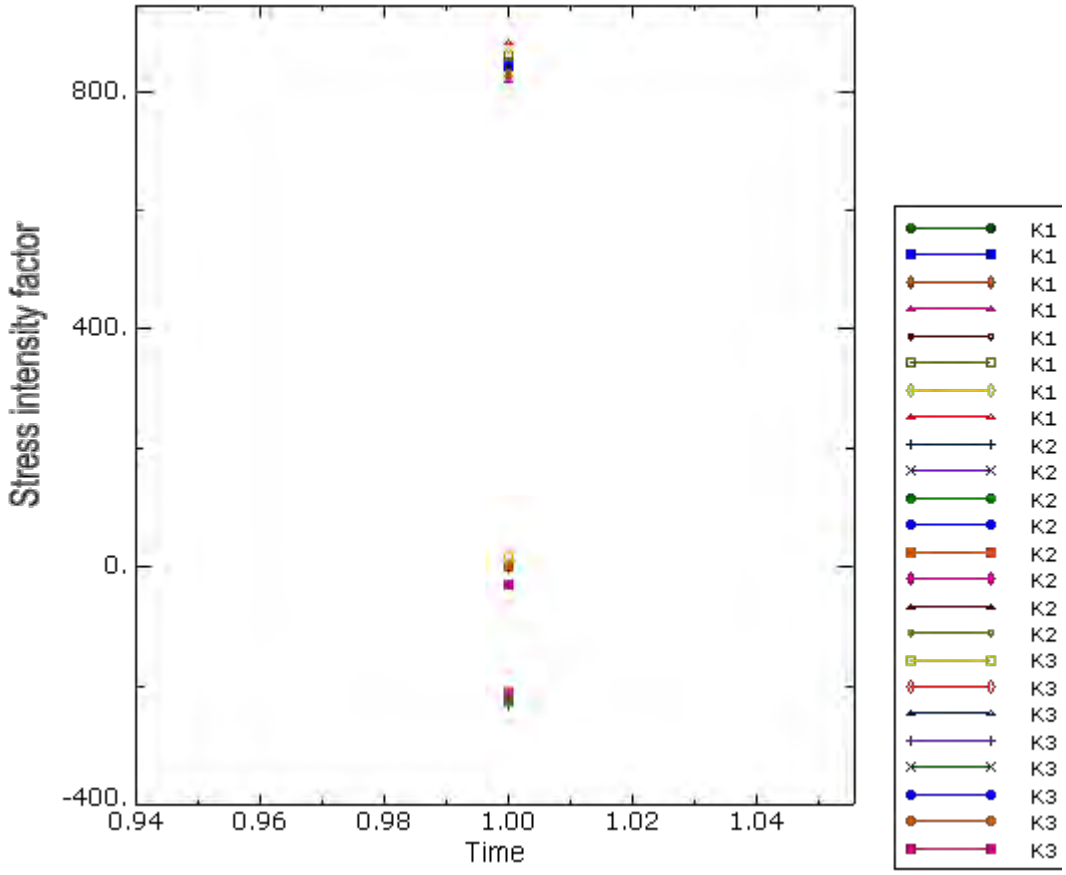


c- Facteurs d'intensité des contraintes

Figure A.1. Facteurs d'intensité des contraintes pour l'éprouvette B50E14 correspondant à une fissure de profondeur 20 mm

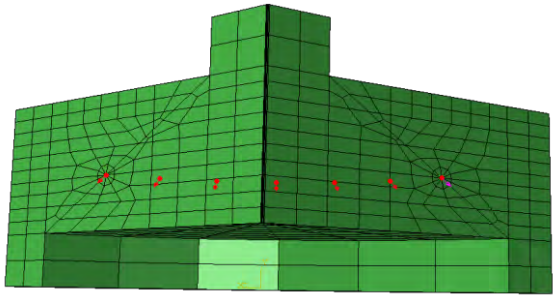


a- Profondeur de fissure b- Mode de déformation

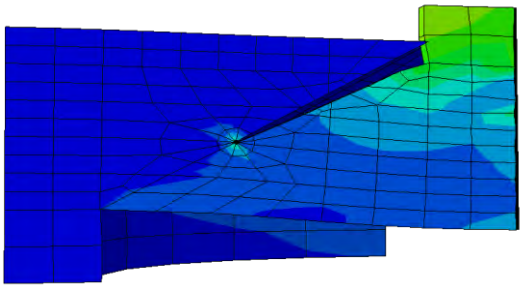


b- Facteurs d'intensité des contraintes

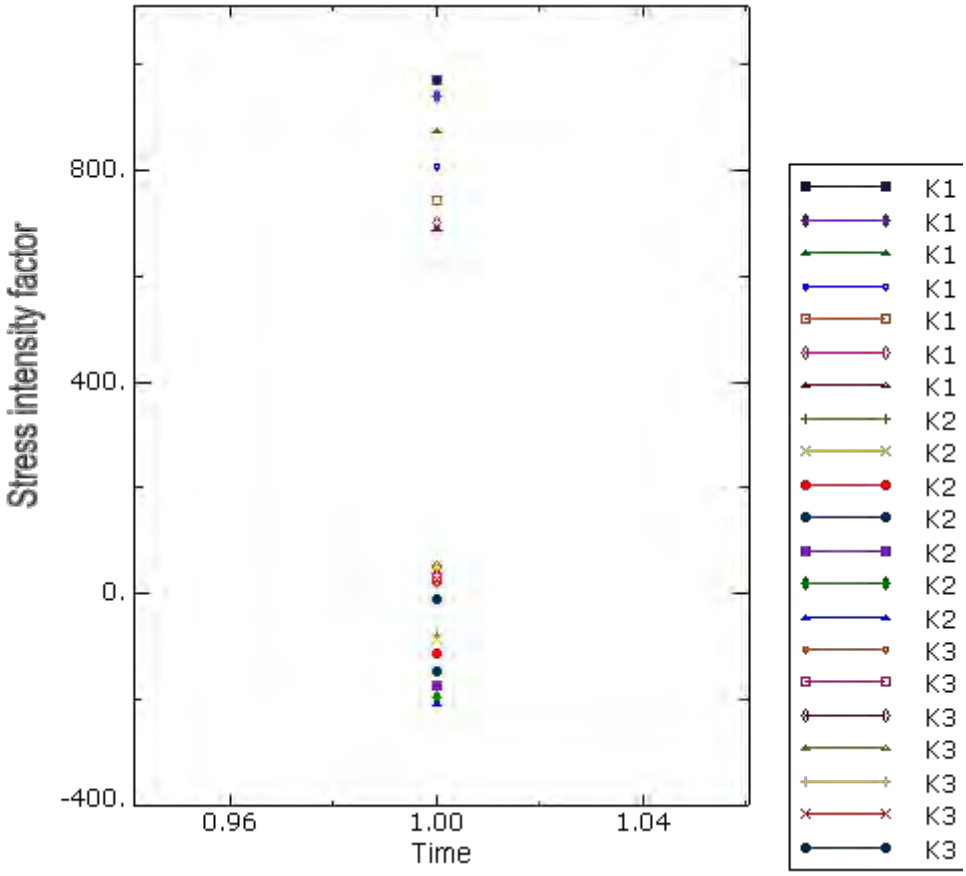
Figure A.2. Facteurs d'intensité des contraintes pour l'éprouvette B50E14 correspondant à une fissure de profondeur 40 mm



a- Profondeur de fissure

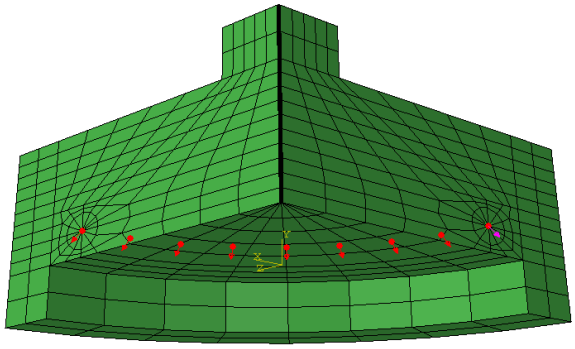


b- Mode de déformation

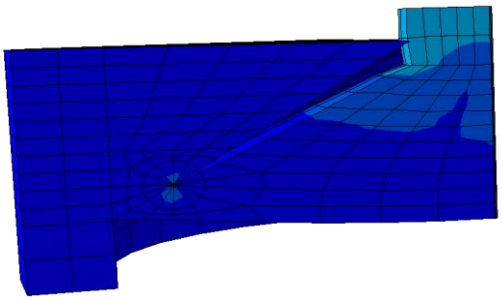


c- Facteurs d'intensité des contraintes

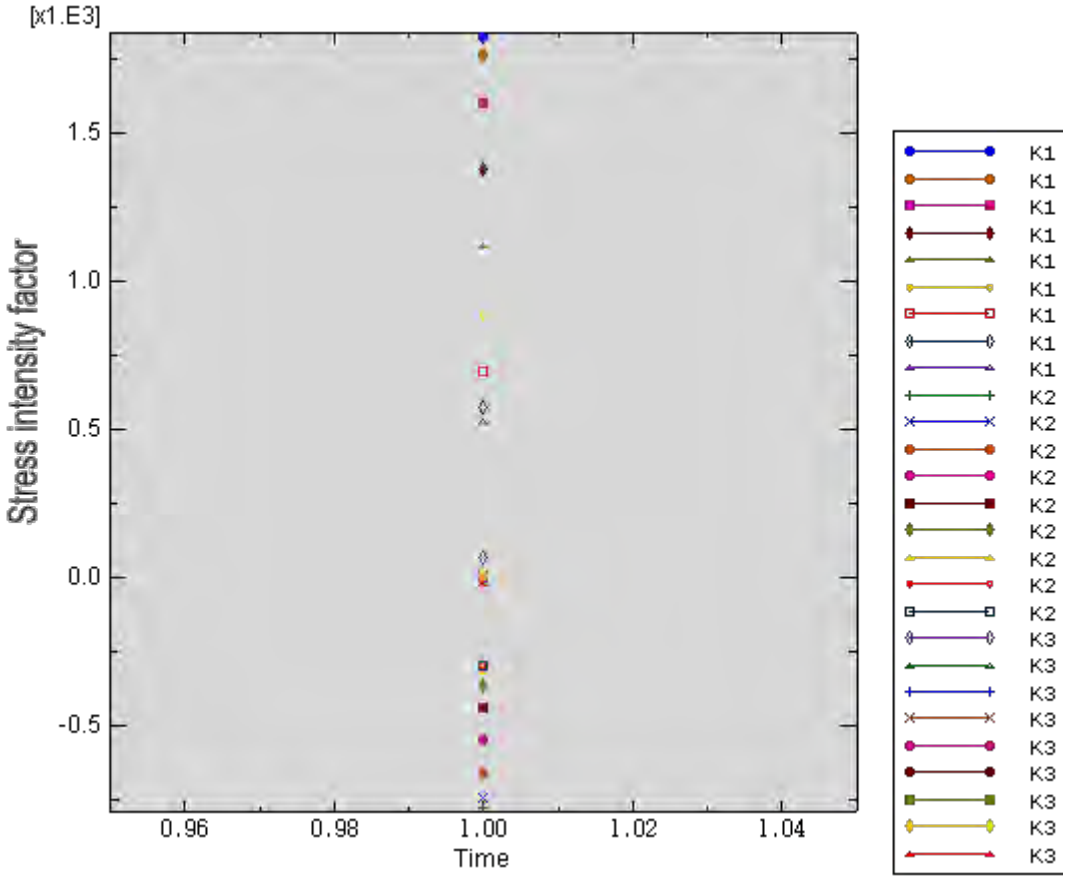
Figure A.3. Facteurs d'intensité des contraintes pour l'éprouvette B50E14 correspondant à une fissure de profondeur 60 mm



a- Profondeur de fissure

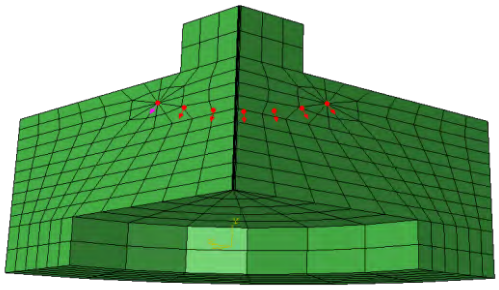


b- Mode de déformation

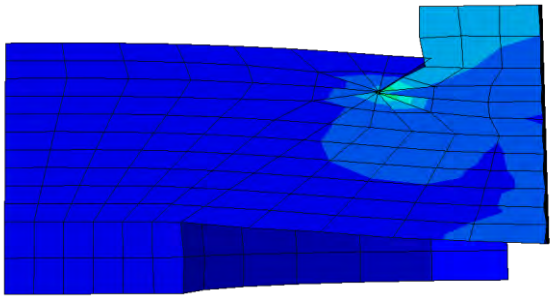


c- Facteurs d'intensité des contraintes

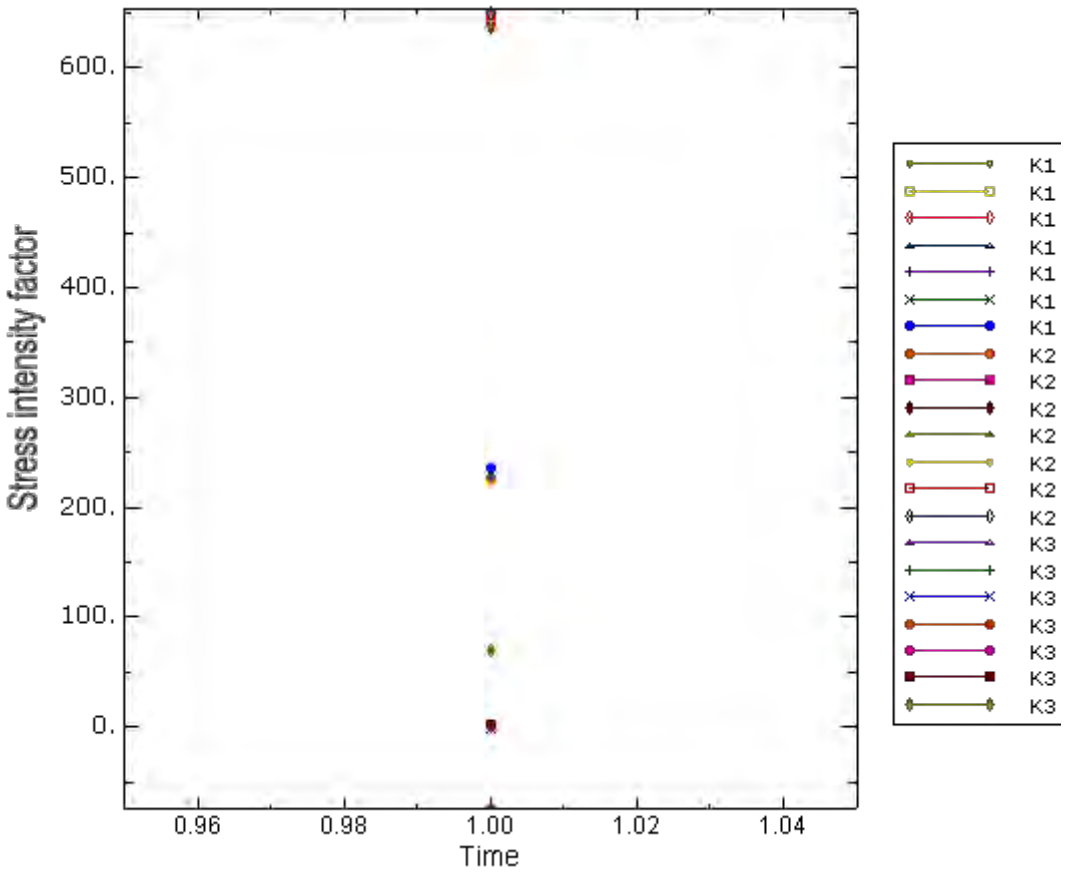
Figure A.4. Facteurs d'intensité des contraintes pour l'éprouvette B50E14 correspondant à une fissure de profondeur 80 mm



a- Profondeur de fissure

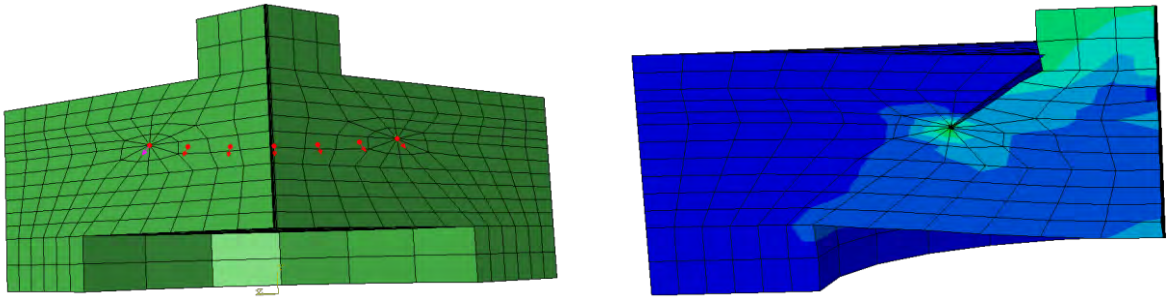


b- Mode de déformation

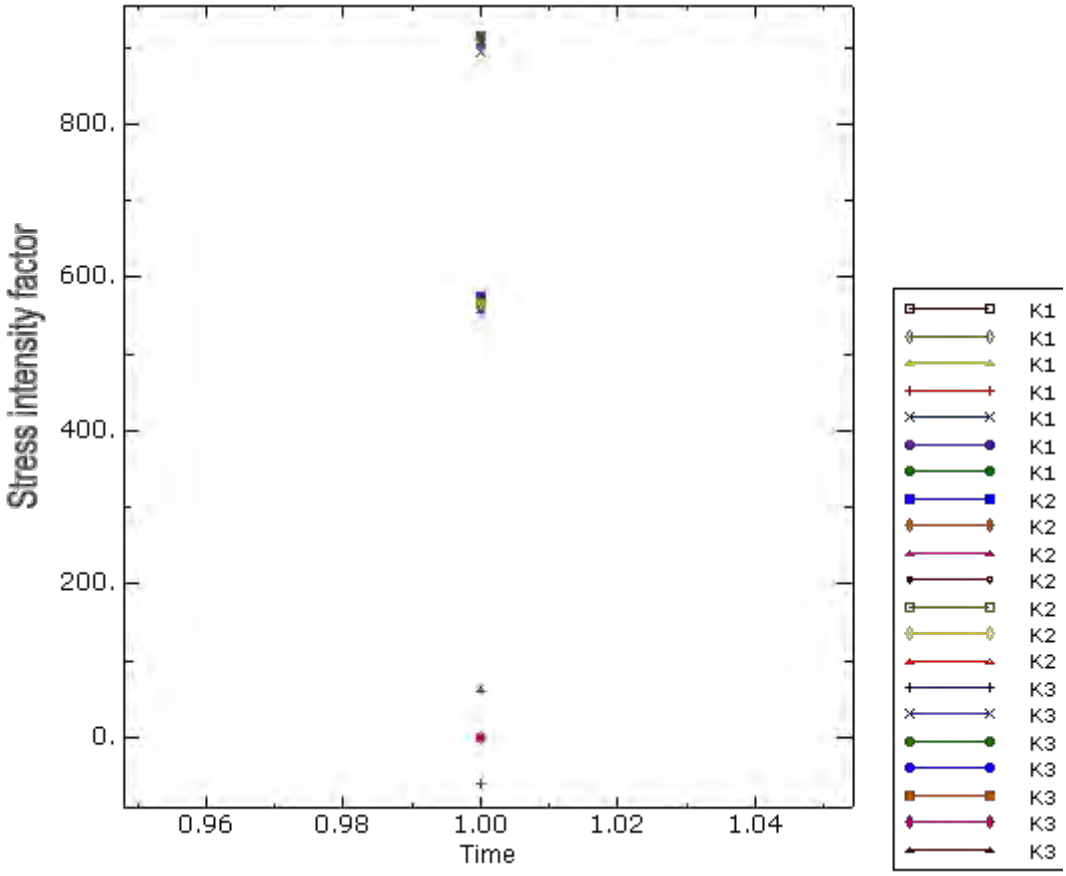


c- Facteurs d'intensité des contraintes

Figure A.5. Facteurs d'intensité des contraintes pour l'éprouvette B50E10 correspondant à une fissure de profondeur 20 mm

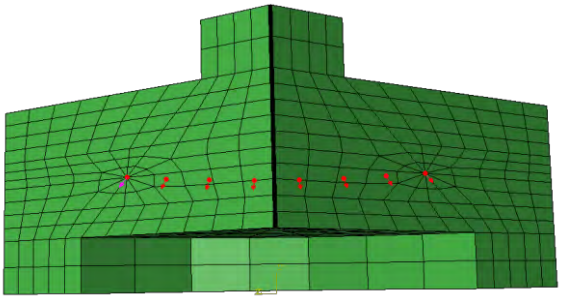


a- Profondeur de fissure b- Mode de déformation

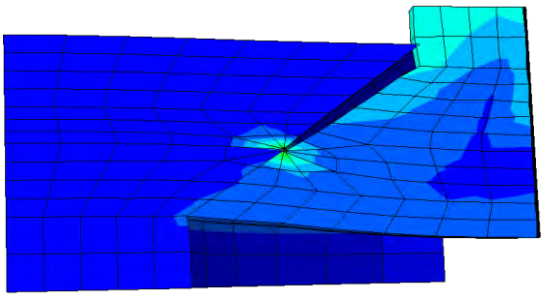


c- Facteurs d'intensité des contraintes

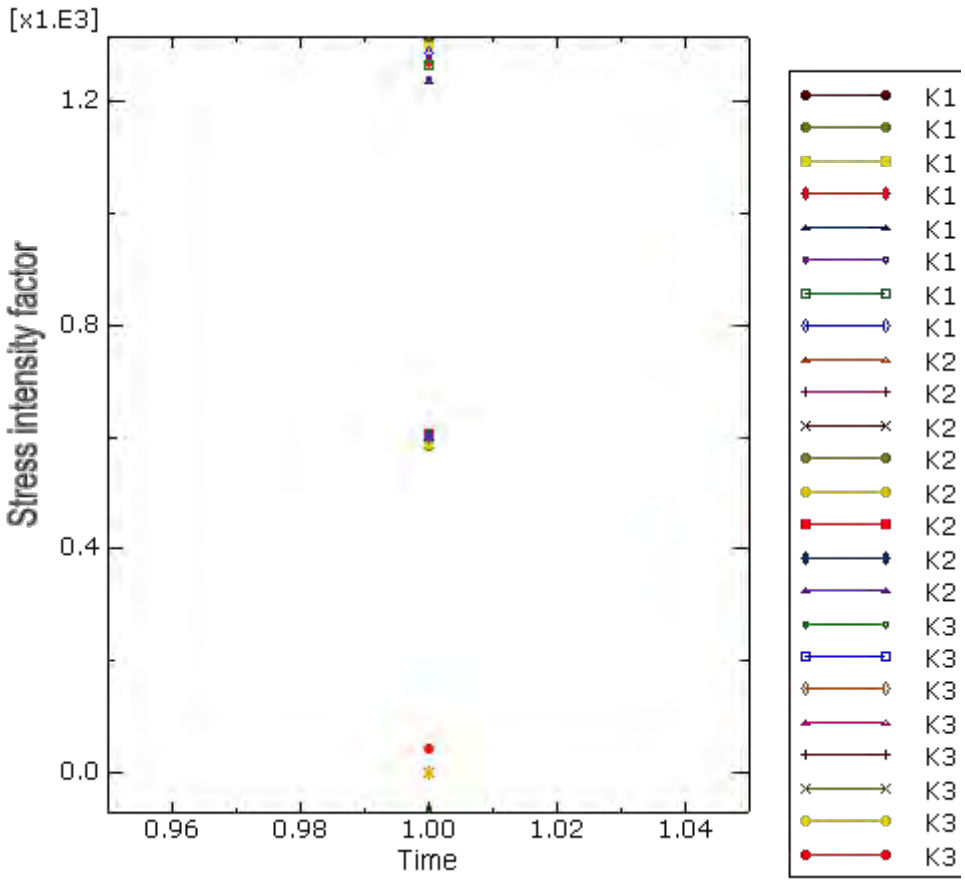
Figure A.6. Facteurs d'intensité des contraintes pour l'éprouvette B50E10 correspondant à une fissure de profondeur 40 mm



a- Profondeur de fissure

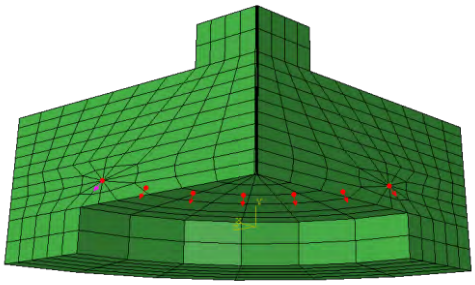


b- Mode de déformation

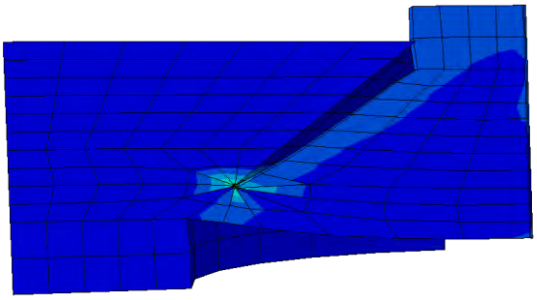


c- Facteurs d'intensité des contraintes

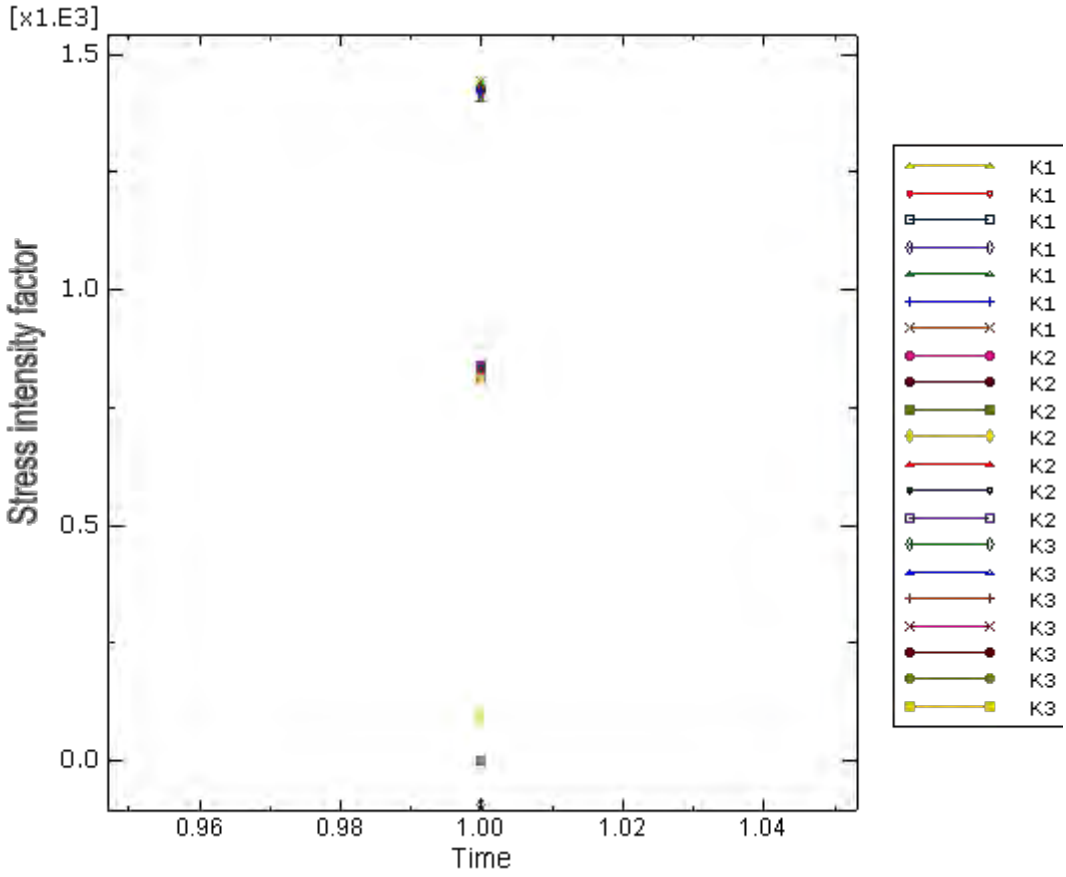
Figure A.7. Facteurs d'intensité des contraintes pour l'éprouvette B50E10 correspondant à une fissure de profondeur 60 mm



a- Profondeur de fissure

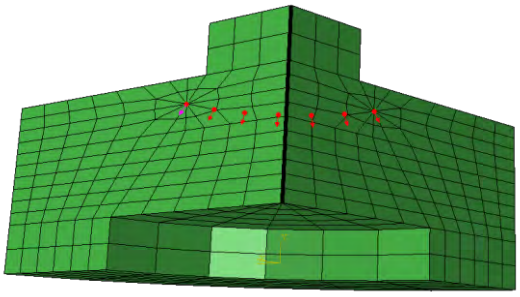


b- Mode de déformation

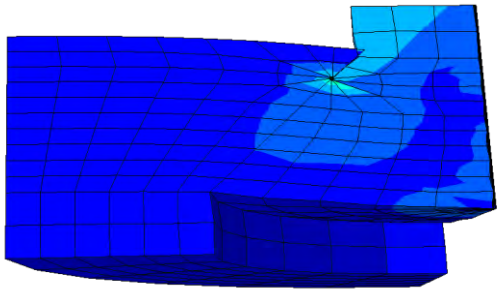


c- Facteurs d'intensité des contraintes

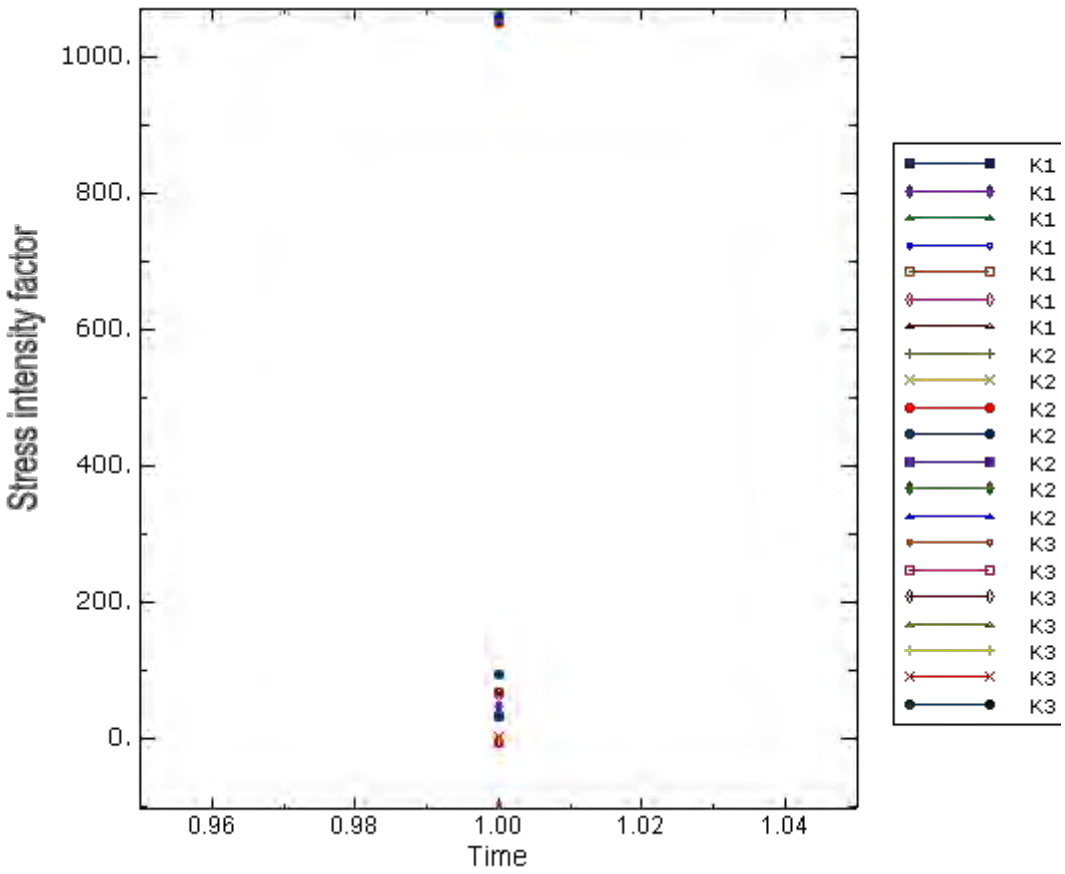
Figure A.8. Facteurs d'intensité des contraintes pour l'éprouvette B50E10 correspondant à une fissure de profondeur 80 mm



a- Profondeur de fissure

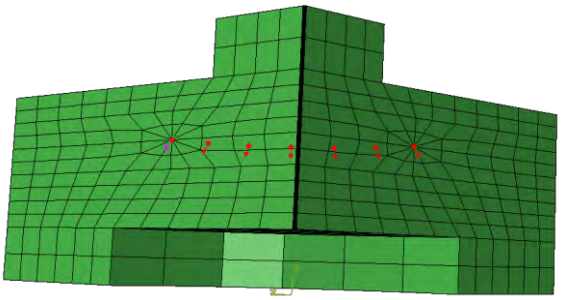


b- Mode de déformation

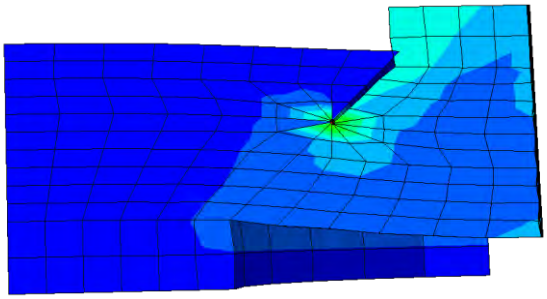


c- Facteurs d'intensité des contraintes

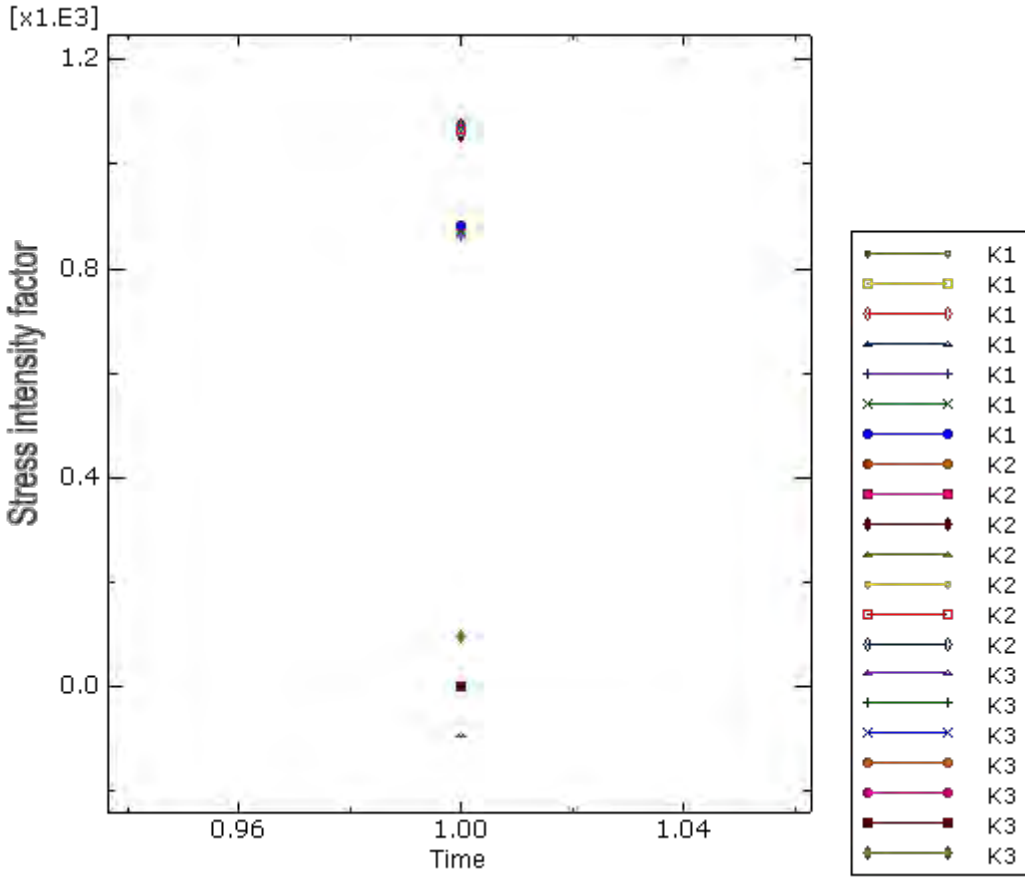
Figure A.9. Facteurs d'intensité des contraintes pour l'éprouvette B50E7 correspondant à une fissure de profondeur 20 mm



a- Profondeur de fissure

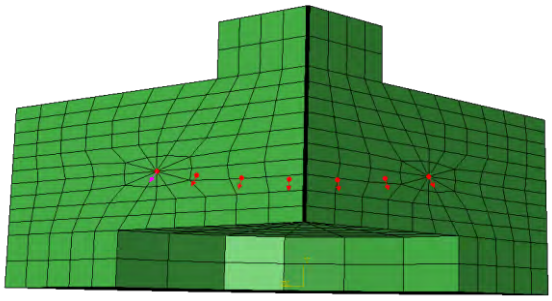


b- Mode de déformation

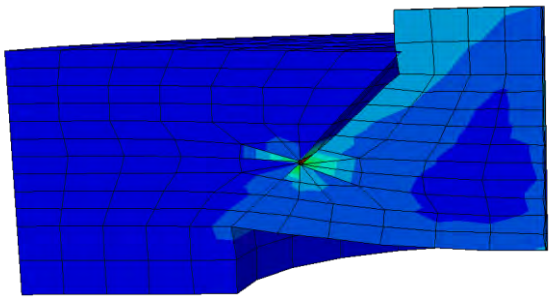


c-Facteurs d'intensité des contraintes

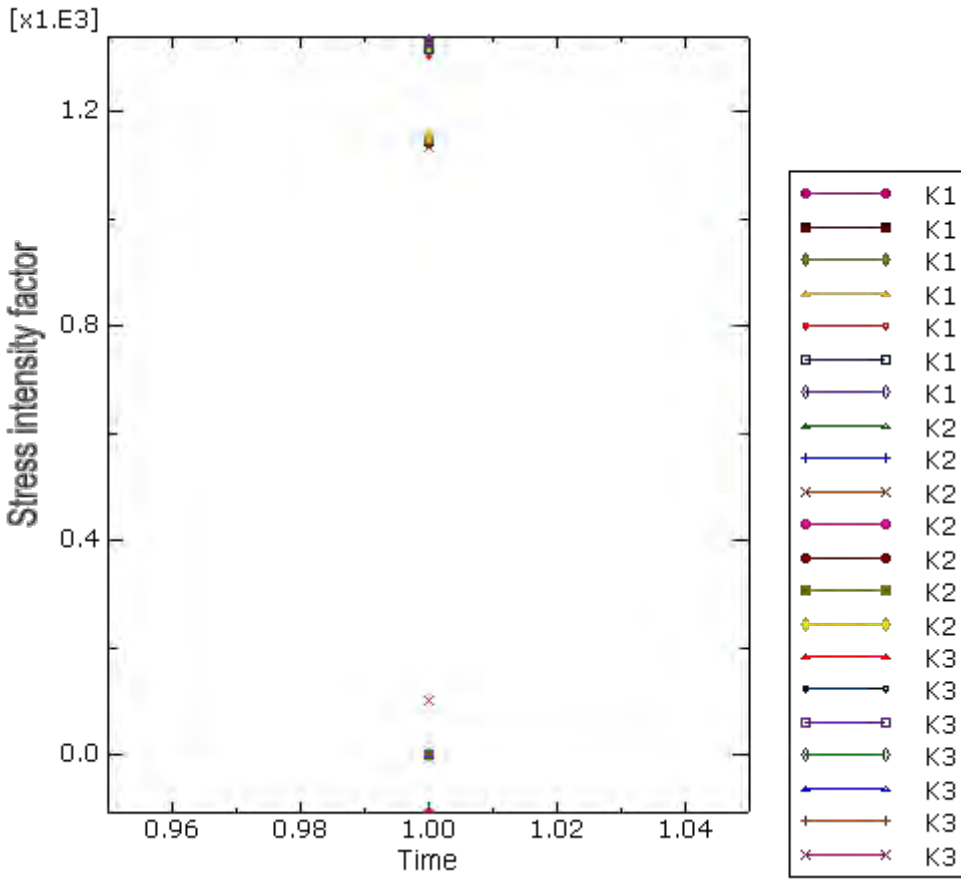
Figure A.10. Facteurs d'intensité des contraintes pour l'éprouvette B50E7 correspondant à une fissure de profondeur 40 mm



a- Profondeur de fissure

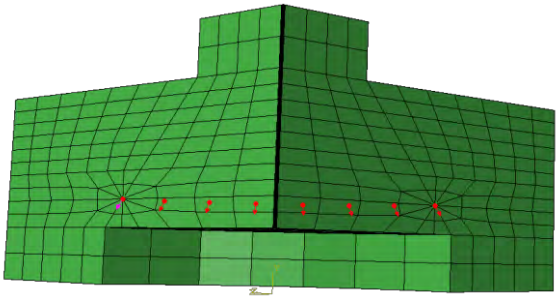


b- Mode de déformation

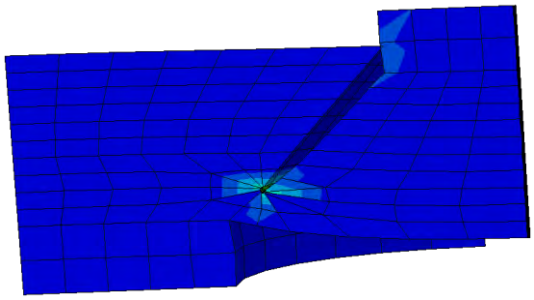


c- Facteurs d'intensité des contraintes

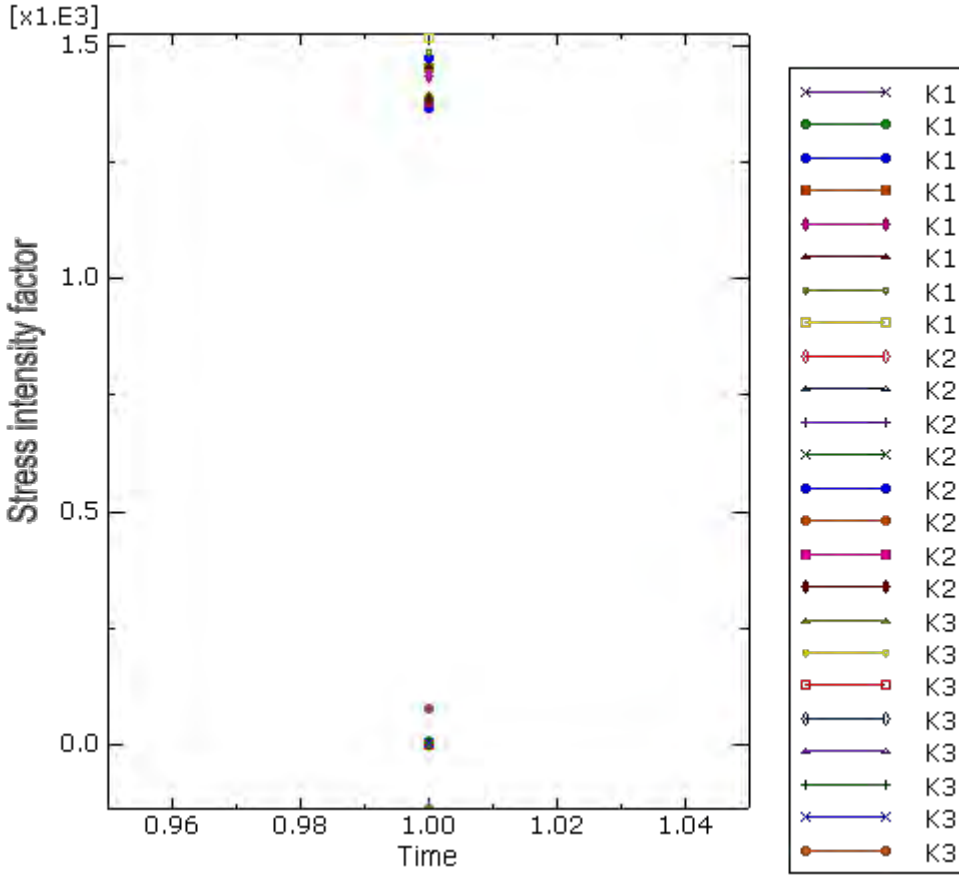
Figure A.11. Facteurs d'intensité des contraintes pour l'éprouvette B50E7 correspondant à une fissure de profondeur 60 mm



a- Profondeur de fissure

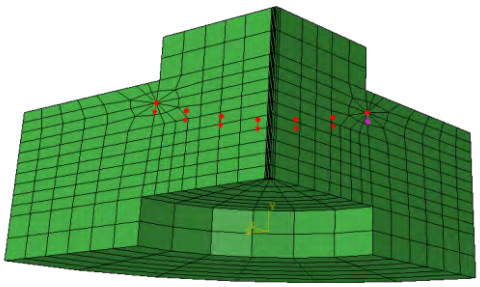


b- Mode de déformation

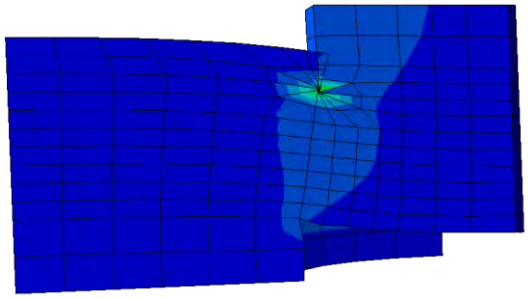


b- Facteurs d'intensité des contraintes

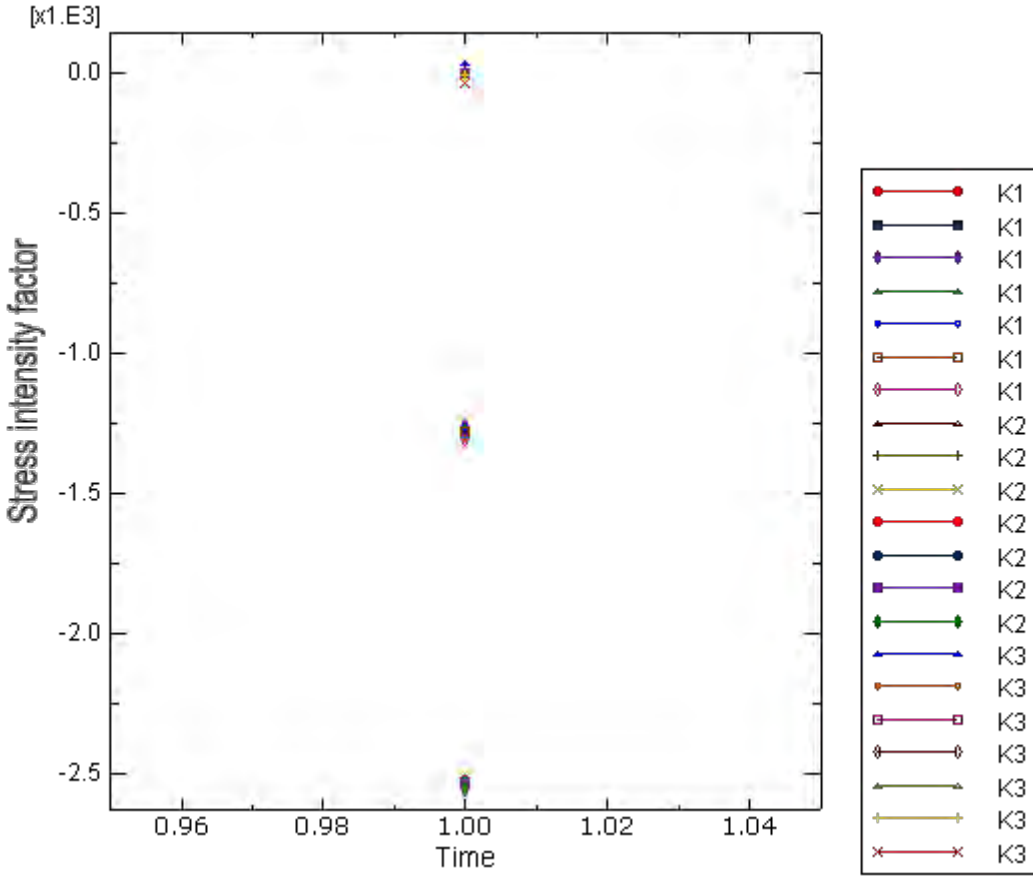
Figure A.12. Facteurs d'intensité des contraintes pour l'éprouvette B50E7 correspondant à une fissure de profondeur 80 mm



a- Profondeur de fissure

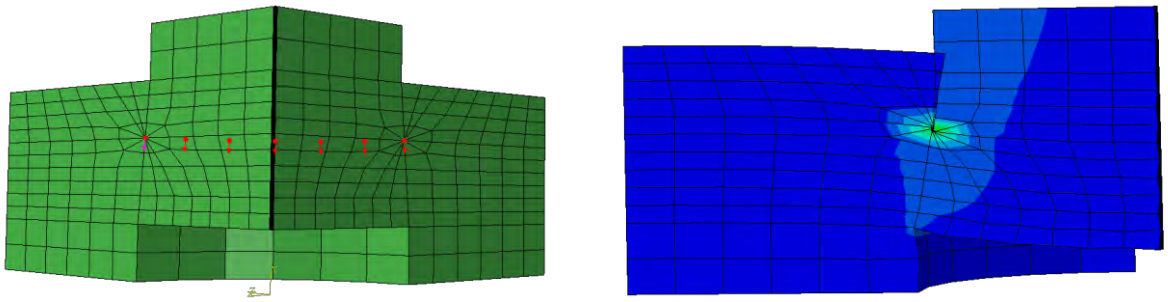


b- Mode de déformation

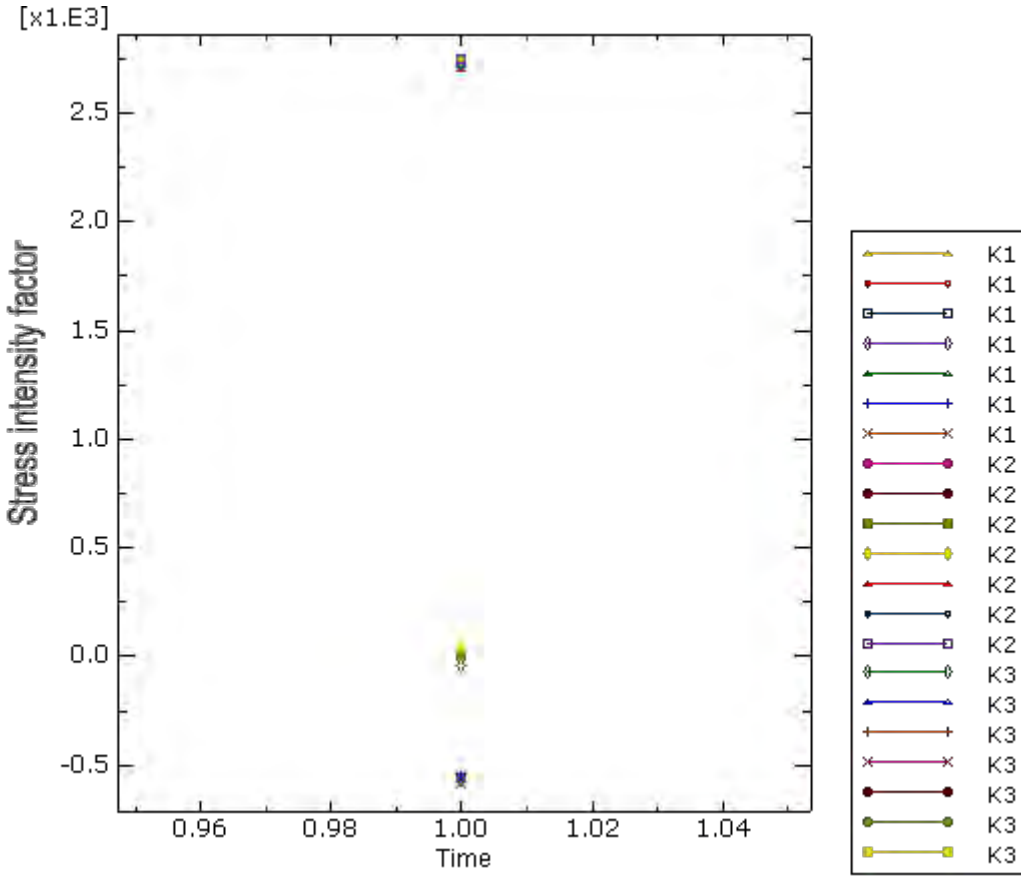


c- Facteurs d'intensité des contraintes

Figure A.13. Facteurs d'intensité des contraintes pour l'éprouvette B50E0.75 correspondant à une fissure de profondeur 20 cm

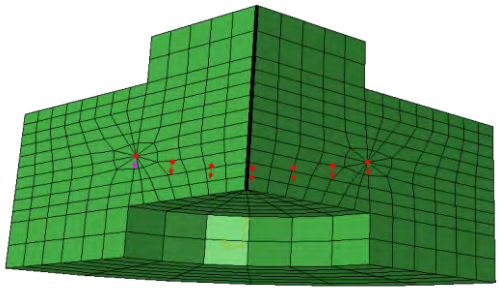


a- Profondeur de fissure b- Mode de déformation

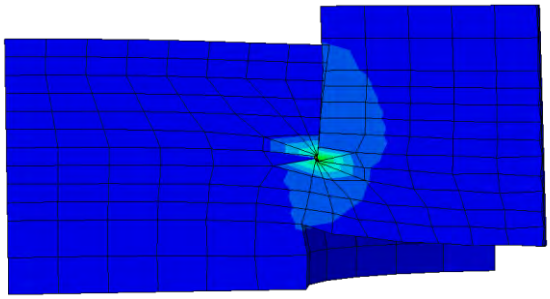


c- Facteurs d'intensité des contraintes

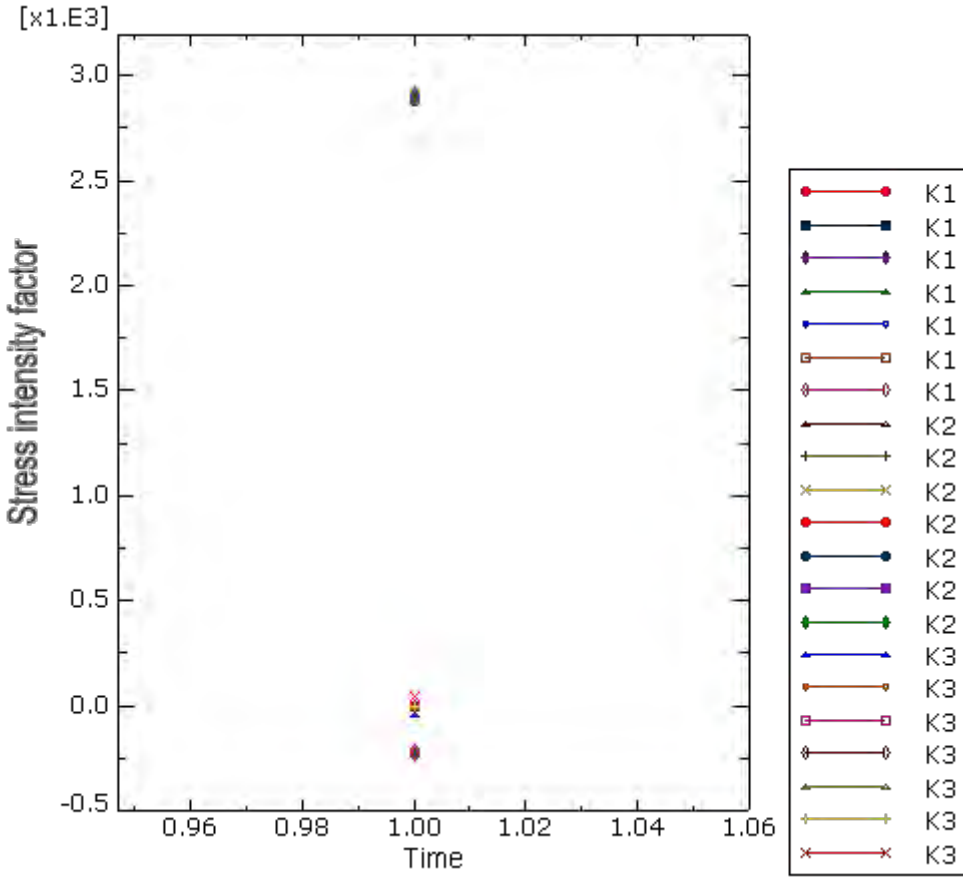
Figure A.14. Facteurs d'intensité des contraintes pour l'éprouvette B50E0.75 correspondant à une fissure de profondeur 40 cm



a- Profondeur de fissure

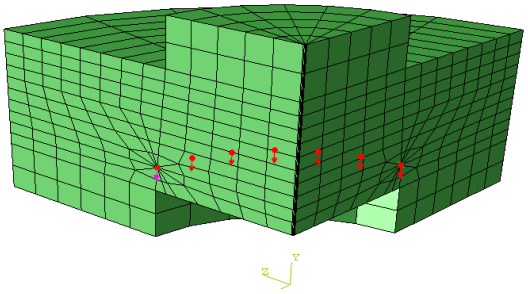


b- Mode de déformation

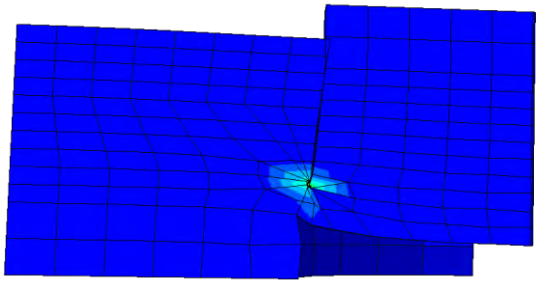


c- Facteurs d'intensité des contraintes

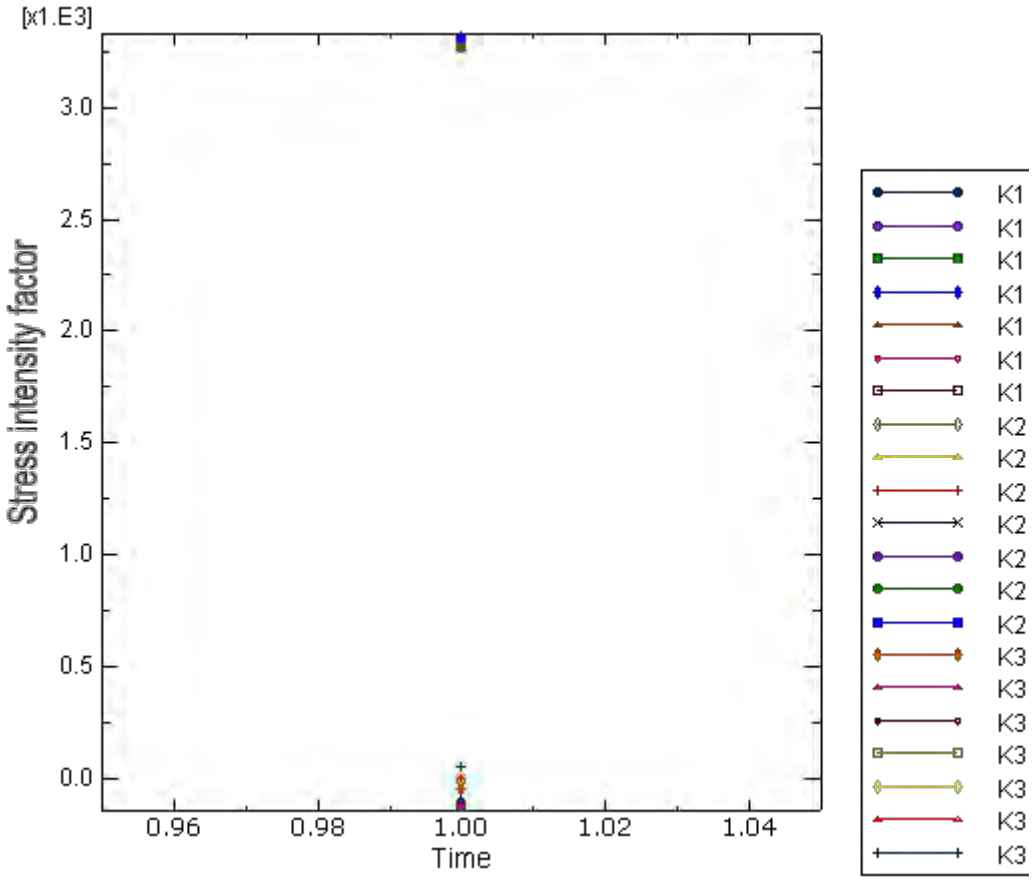
Figure A.15. Facteurs d'intensité des contraintes pour l'éprouvette B50E0.75 correspondant à une fissure de profondeur 60 cm



a- Profondeur de fissure



b- Mode de déformation



c- Facteurs d'intensité des contraintes

Figure A.16. Facteurs d'intensité des contraintes pour l'éprouvette B50E14 correspondant à une fissure de profondeur 80 cm