

Université SAAD DAHLAB- Blida

Faculté des Sciences de l'Ingénieur

Département de Génie Civil

MEMOIRE DE MAGISTERE

Spécialité : Constructions civiles et industrielles

**ANALYSE EXPERIMENTALE ET MODELISATION
NUMERIQUE NON LINEAIRE DE PROPAGATION DES
FISSURES DE MORTIER ET BETON A BASE DU CIMENT AU
CALCAIRE**

Par

Mohamed BENSaid

Devant le jury composé de :

A. BOUAFIA	Pr, U, de Blida	Président
A. AHMED BENYAHIA	Pr, U. de Bab Ezzouar	Examineur
M. ABED	Pr, U, de Blida	Examineur
S. KENAI	Pr, U. de Blida	Rapporteur

Blida, Juillet 2007

ملخص

من أجل التحكم في انتشار التشققات في الملاط و الخرسانة و استعمال مقاومتيهما عند الشد لابد من دراسة ميكانيك القطع. يهدف هذا العمل إلى دراسة أثار إضافة الكلس في الإسمنت و الطول الابتدائي للتشققات على مقاومة انتشار التشققات في الملاط و الخرسانة تجريبيا في المخبر و باستعمال برنامج رقمي ANSYS 5.4. تهدف الدراسة التطبيقية، عن طريق تجارب الانحناء ثلاث نقاط على عينات مختلفة، إلى استخراج منحنيات قوة-انحناء و التي تسمح باستنتاج الخواص الميكانيكية عند القطع أو الانكسار للمادة و المتمثلة في معامل شدة الإجهاد K و طاقة القطع أو الانكسار G_F . تتمثل الدراسة الرقمية باستعمال طريقة الأجزاء المنتهية في دراسة مقاومة انتشار التشققات في الملاط و الخرسانة في عينات ذات بعدين و باستعمال القانون الحقيقي لسلوك المادة "إجهاد-تشوهات". تمت النتائج التطبيقية و الرقمية المحصل عليها في هذا العمل المقارنة فيما بينها و أيضا بينها و بين نتائج بعض الباحثين.

مفاتيح: الإسمنت الكلسي، الملاط، الخرسانة، ميكانيك الانكسار، انتشار التشققات، منطقة انتشار القطع، طول التشقق، دراسة رقمية.

Abstract

The models of fracture mechanic are necessary in mortars and concretes to control crack propagation and the use the tensile strength of concrete. The objective of this work consists of studying the effects of limestone cements and the initial notch length on the resistance to cracks propagation in mortars and concretes based on experimental and numerical investigations. The experimental study consists of determining the curves load-deflection by the three point's flexural tests on notched samples to deduce the material characteristics at rupture such as the stress intensity factor K and the fracture energy G_F for the mode I of fracture (mode of lips crack opening). The numerical investigation consists of a non linear two-dimensional analysis by finite elements using ANSYS 5.4 package. The experimental and numerical results obtained in this work are presented and compared between them and with the results of other researchers.

Key words: Limestone cement, mortar, concrete, fracture mechanics, crack propagation, fracture process zone, notch, numerical analysis.

Résumé

Les modèles de la mécanique de la rupture sont nécessaires dans les mortiers et bétons pour maîtriser la propagation des fissures et utiliser la résistance du béton à la traction. L'objectif de ce travail est d'étudier les effets des ciments au calcaire et la profondeur de l'entaille sur la résistance à la propagation des fissures dans les mortiers et bétons expérimentalement et numériquement. L'étude expérimentale consiste à déterminer les courbes charge-flèche par les essais de flexion trois points sur des éprouvettes entaillées pour déduire les caractéristiques du matériau à la rupture tel que le facteur d'intensité de contrainte K et l'énergie de rupture G_F pour le mode de rupture I (mode d'ouverture de fissure). La partie numérique consiste à une analyse bidimensionnelle non-linéaire par éléments finis utilisant le logiciel ANSYS 5.4. Les résultats expérimentaux et numériques obtenus dans ce travail sont présentés et comparés entre eux et avec d'autres travaux.

Mots clés : Ciment au calcaire, mortier, béton, mécanique de la rupture, propagation des fissures, zone de processus de rupture, entaille, analyse numérique.

REMERCIEMENT

Je remercie en premier mon Dieu tout puissant de m'avoir gardé en bonne santé et m'accordé le courage et la volonté pour réaliser ce travail.

Je remercie le professeur KENAI Said, mon promoteur pour l'attention particulière avec laquelle il a dirigé et suivi ce travail.

Je tiens à remercier le professeur Ali BOUAFIA d'avoir accepté de présider le jury d'examen, le professeur Mohamed ABED et le professeur Ali AHMED BENYAHIA d'avoir accepté d'examiner le présent travail.

Mes remerciements vont également au directeur général de la cimenterie de Meftah et Monsieur DJAADOUNE Abdelkader directeur du laboratoire de la cimenterie pour nous avoir fourni le ciment et le calcaire, à Monsieur AFRA Abdelhamid directeur du laboratoire du CNERIB et tout le personnel, à Monsieur MENADI Belkacem et Monsieur FORTAS Abdelkader du laboratoire géomatériaux de l'université de SAAD DHLAB de Blida pour leurs aide durant toute la période expérimentale de ce travail.

Mes remerciements les plus distingués vont également à Monsieur Mohamed ABED, ATTAR Ahmed, SATHI Abdelaziz et HAKIMI EL HADJ pour leurs aide durant l'analyse numérique.

Je remercie également tous les enseignants du département de Génie Civil qui ont contribué à ma formation en graduation et en post graduation.

Enfin, Je tiens à exprimer mes remerciements à toutes les personnes qui ont accepté d'apporter aide d'une façon et d'une autre soit par consultation, conseils, prestation de documents, références bibliographiques et d'autres.

TABLE DES MATIERES

RESUME	02
REMERCIEMENTS	05
TABLE DES MATIERES	06
LISTES DES ILLUSTRATIONS, GRAPHIQUES ET TABLEAUX	05
LISTES DES SYMBOLES ET DES ABREVIATIONS	08
INTRODUCTION	15
1. CIMENT AU CALCAIRE	18
1.1. Introduction	18
1.2. Ciment au calcaire	18
1.3. Hydratation et microstructure du ciment au calcaire	19
1.4. Prise et durcissement du ciment au calcaire	20
1.5. Chaleur d'hydratation	21
1.6. Résistance à la compression	21
1.7. Résistance à la traction et à la flexion	23
1.8. Module d'élasticité du ciment au calcaire	24
1.9. Durabilité des ciments au calcaire	25
1.10. Propagation de fissure	27
1.11. Conclusion	28
2. MECANIQUE DU RUPTURE DES MORTIERS ET BETONS	29
2.1. Introduction	29
2.3. Modes de rupture	30
2.3. Types de rupture	31
2.4. Théorie de la mécanique de la rupture de mortier et béton	32
2.5. Essai de la mécanique de rupture sur le béton	40
2.6. Facteurs influençant la résistance à la propagation de fissures dans le béton	45
2.7. Conclusion	58
3. MATERIAUX ET ESSAIS	59
3.1. Introduction	59
3.2. Matériaux utilisés	59
3.3. Essais physiques	61
3.4. Essais mécaniques	61
3.5. Variables étudiées	65

4. ANALYSE ET DISCUSSION DES RESULTATS	66
4.1. Introduction	66
4.2. Présentation et discussion des résultats	66
4.2.1. Essais physique	66
4.2.1.1. Consistance normale	66
4.2.1.2. Temps de prise	67
4.2.2. Essais de compression	68
4.2.2.1. Résistance à la compression du mortier	68
4.2.2.2. Résistance à la compression du béton	70
4.2.3. Essais de flexion trois points à déplacement contrôlé	71
4.2.3.1. Influence de l'ajout calcaire sur le mortier	76
4.2.3.2. Influence de la profondeur des entailles sur la fissuration du mortier	80
4.2.3.1. Influence de l'ajout calcaire sur le béton	82
4.2.3.2. Influence de la profondeur des entailles sur la fissuration du béton	86
4.3. Etude comparative	88
4.2. Conclusion	91
5. ANALYSE NUMERIQUE NON LINEAIRE	92
5.1. Introduction	92
5.2. Présentation du logiciel ANSYS 5.4	92
5.3. Etapes de modélisation	94
5.4. Variables étudiées	96
5.5. Présentation et analyse des résultats	67
5.6. Comparaison des résultats numériques avec des résultats expérimentaux	104
5.7. Comparaison du modèl de Bazant avec Hillerborg	105
5.8. Conclusion	110
CONCLUSION GENERALE	111
RECOMMANDATIONS	114
REFERENCES	115
ANNEXES	122

LISTES DES ILLUSTRATIONS, GRAPHIQUES ET TABLEAUX

Figure 1.1. Présentation du phénomène de prise des ciments portlands	20
Figure 1.2. Résistance de compression des mortiers avec ajout calcaire	21
Figure 1.3. Résistance des mortiers avec ciments au calcaire à 28 jours	22
Figure 1.4. Résistance des mortiers avec ciments au calcaire après une année	22
Figure 1.5. Evolution de la résistance à la compression en fonction de l'âge	23
Figure 1.6. Evolution de la résistance à la flexion en fonction de l'âge	24
Figure 1.7. Coefficient de perméabilité des bétons avec (13-17% d'ajout calcaire PKZ) et sans ajout (PZ) pour différents modes de cure	25
Figure 1.8. Expansion des éprouvettes immergées dans 5% de (Na_2SO_4)	26
Figure 1.9. Variation de potentiel de corrosion avec l'ajout calcaire	28
Figure 2.1. Différents modes de rupture	30
Figure 2.2. Types de rupture	31
Figure 2.3. Définition des coordonnées en pointe de fissure	33
Figure 2.4. Répartition des contraintes au fond de fissure selon la MLER et MNLR	34
Figure 2.5. Modèle F.C.M de Hillerborg	37
Figure 2.6. Paramètres de la fonction d'ouverture bilinéaire	37
Figure 2.7. Maillage de la bande fissurée	38
Figure 2.8. Contrainte - déformation uni- axiale utilisée dans le modèle CBM	39
Figure 2.9. Loi d'effet d'échelle de BAZANT	39
Figure 2.10. Courbes force- flèche de différentes vitesses de chargement	40
Figure 2.11. Courbe charge- déflexion de l'essai de flexion trois points	41
Figure 2.12. Montage expérimental de l'extensomètre dans l'essai de traction uniaxial	43
Figure 2.13. Essai W.S.T (formes des éprouvettes et mode de chargement)	44
Figure 2.14. Géométries des poutres entaillées en flexion trois points	45
Figure 2.15. Essai de traction compact C.T	45
Figure 2.16. Résultats d'essais de flexion trois points a) D_1 b) D_2 c) D_3	46
Figure 2.17. Effet d'entaille sur l'énergie de rupture	47
Figure 2.18. Variation de G_f en fonction de rapport α .	47
Figure 2.19. Variation de l'énergie de rupture avec la résistance du béton	50
Figure 2.20. Influence des diamètres des granulats et de rapport longueur d'appuis -hauteur d'éprouvette (s/w) sur l'énergie de rupture G_F	49
Figure 2.21. Variation de l'énergie de rupture avec le rapport E/C	51

Figure 2.22. Courbes Force – CMOD	52
Figure 2.23. Variation de l'énergie de rupture en fonction de la résistance à la compression	53
Figure 2.24. Variation de la longueur caractéristique en fonction de la résistance à la compression	53
Figure 2.25. Courbes force – Déflexion pour différentes conditions de cure	54
Figure 2.26. Courbes force – flèche du béton avec ciment portland avec ajout de fibres	55
Figure 2.27. Courbes force – flèche du béton avec ciment du géopolymère avec ajout de fibres	55
Figure 2.28. Variation du K_{IC} en fonction de la température	56
Figure 3.1. Courbes granulométriques des granulats	60
Figure 3.2. Eprouvettes de mortier et de béton entaillées de différentes profondeurs	62
Figure 3.3. Demi prismes d'une éprouvette de béton entaillée issu de l'essai de flexion	63
Figure 3.4. Presse de compression des éprouvettes de mortier et béton	63
Figure 3.5. Presse de flexion trois point des éprouvettes de mortier et béton	64
Figure 3.6. Organigramme des essais expérimentaux	65
Figure 4.1. Evolution de la consistance normale en fonction du pourcentage de l'ajout calcaire	66
Figure 4.2 : Evolution du temps de prise en fonction du pourcentage de l'ajouts calcaire	67
Figure 4.3. Résistance à la compression des éprouvettes de mortier à 360 jours	69
Figure 4.4. Résistance à la compression des éprouvettes de béton à 360 jours	71
Figure 4.5. Schéma statique des éprouvettes de mortier et béton	71
Figure 4.6. Courbes force- flèche des éprouvettes de mortier en flexion trois point	73
Figure 4.7. Courbes force- flèche des éprouvettes du béton en flexion trois point	74
Figure 4.8. Effet du calcaire sur la force de rupture du mortier	77
Figure 4.9. Effet du calcaire sur l'énergie de rupture du mortier	78
Figure 4.10. Effet du calcaire sur le facteur d'intensité de contrainte K_I du mortier	78
Figure 4.11. Effet du calcaire sur la longueur caractéristique du mortier	79
Figure 4.12. Comparaison de R_c , R_f , G_f , K_I et L_{ch} (à 360 jours) de mortier fissuré ($\alpha=0.2$)	79
Figure 4.13. Comparaison de R_c , R_f , G_f , K_I et L_{ch} (à 360 jours) de mortier fissuré ($\alpha=0.4$)	79
Figure 4.14. Effet de la profondeur de l'entaille sur la force de rupture du mortier	80
Figure 4.15. Effet de la profondeur de l'entaille sur l'énergie de rupture du mortier	81

Figure 4.16. Effet la profondeur de l'entaille sur le facteur d'intensité de contrainte du mortier	81
Figure 4.17. Effet la profondeur de l'entaille sur la longueur caractéristique du mortier	82
Figure 4.18. Effet du calcaire sur la force de rupture du béton	83
Figure 4.19. Effet du calcaire sur l'énergie de rupture du béton	84
Figure 4.20. Effet du calcaire sur le facteur d'intensité de contrainte K_I du béton	85
Figure 4.21. Effet du calcaire sur la longueur caractéristique du béton	85
Figure 4.22. Comparaison de R_c , R_f , G_f , K_I et L_{ch} (à 360 jours) de béton fissuré ($\alpha=0.2$)	85
Figure 4.23. Comparaison de R_c , R_f , G_f , K_I et L_{ch} (à 360 jours) de béton fissuré ($\alpha=0.4$)	86
Figure 4.24. Effet de la profondeur de l'entaille sur la force de rupture du béton	86
Figure 4.25. Effet de la profondeur de l'entaille sur l'énergie de rupture du béton	87
Figure 4.26. Effet la profondeur de l'entaille sur le facteur d'intensité de contrainte du béton	88
Figure 4.27. Effet la profondeur de l'entaille sur la longueur caractéristique du béton	88
Figure 4.28. Variation de l'énergie de rupture en fonction de la résistance à la compression	89
Figure 4.29. Variation de la longueur caractéristique en fonction de la résistance à la compression	89
Figure 5.1. Organigramme des étapes de l'analyse	94
Figure 5.2. Géométrie de l'élément finis PLANE 82	95
Figure 5.3. Loi de comportement de traction du béton	95
Figure 5.4. Représentation linéaire et bilinéaire de la courbe ($\sigma-w$)	96
Figure 5.5. Maillage d'une éprouvette entaillée en flexion trois points	98
Figure 5.6. Courbe force - flèche d'une éprouvette en béton entaillée en flexion trois points avec adoucissement bilinéaire et linéaire ($\alpha= 0.4$)	98
Figure 5.7. Courbe force - flèche d'une éprouvette en béton entaillée en flexion trois points avec adoucissement bilinéaire et linéaire ($\alpha= 0.2$)	99
Figure 5.8. Courbe force - flèche d'une éprouvette en béton entaillée en flexion trois points avec adoucissement bilinéaire et linéaire ($\alpha= 0$)	99
Figure 5.9. Déformations plastiques d'une éprouvette en béton fissurée ($\alpha = 0.4$)	101

Figure 5.10. Déformations plastiques d'une éprouvette en béton fissurée ($\alpha = 0.2$)	101
Figure 5.11. Déplacement vertical u_y d'une éprouvette en béton fissurée ($\alpha = 0.4$)	102
Figure 5.12. Déplacement vertical u_y d'une éprouvette en béton fissurée ($\alpha = 0.2$)	102
Figure 5.13. Déplacement horizontale u_x d'une éprouvette en béton fissurée ($\alpha = 0.4$)	103
Figure 5.14. Déplacement horizontale u_x d'une éprouvette en béton fissurée ($\alpha = 0.2$)	103
Figure 5.15. Résultats expérimentaux et numériques des forces de rupture	105
Figure 5.16. Géométrie et conditions d'appuis d'une poutre en flexion trois points ($\alpha = 0.1$, $\beta=3d$)	106
Figure 5.17. Géométrie et conditions d'appuis d'une poutre en flexion trois points ($\alpha = 0.5$, $\beta=10d$)	106
Figure 5.18. Courbes expérimentales force - flèche en flexion trois points	107
Figure 5.19. Courbe force - flèche en flexion trois points avec adoucissement linéaire	107
Figure 5.20. Courbe force - flèche de poutre de Peterson fissurée en flexion trois points avec adoucissement linéaire et bilinéaire selon le modèle de la fissure discrète	108
Figure 5.21. Courbe force - flèche de poutre de Peterson fissurée en flexion trois points avec adoucissement linéaire et bilinéaire selon le modèle de la fissure répartie	108
Figure 5.22. Courbe force - flèche expérimentale et numérique d'une éprouvette en béton fissurée en flexion trois points (poutre A-B100.3)	109
Figure 5.23. Courbe force - flèche d'une éprouvette en béton fissurée en flexion trois points avec adoucissement bilinéaire selon le modèle de la fissure répartie	109
Tableau 1.1. Contenant de Ca(OH)_2 dans des pâtes hydratés à 28 jours	20
Tableau 1.2. Effet de la cure sur le module d'élasticité du béton au calcaire	24
Tableau 2.1. Champ de contraintes et de déplacements au fond des fissures pour un matériau linéaire élastique et isotrope en mode I de rupture	33
Tableau 2.2. Processus de propagation des fissures dans le béton et le métal	34
Tableau 2.3. Relation entre K et G en mode I et en mode mixte	36
Tableau 2.4. Formules analytiques de K_{IC} et CMOD_C pour différents rapport $\alpha=a/d$ et L/d	42
Tableau 2.5. Propriétés de la mécanique de la rupture de la pâte, mortier et béton	48
Tableau 2.6. Effet de la résistance sur l'énergie du rupture et la longueur caractéristique	51
Tableau 2.7. Propriétés physiques et mécaniques des fibres basaltiques	54

Tableau 2.8. Résultats sommaires des essais de rupture	57
Tableau 3.1. Composition chimique et minéralogique du clinker	59
Tableau 3.2. Composition chimique du calcaire	60
Tableau 4.1. Résistance à la compression du mortier	69
Tableau 4.2. Résistance à la compression du béton	70
Tableau 4.3. Valeurs moyennes des paramètres mécaniques du mortier	76
Tableau 4.4. Valeurs moyennes des paramètres mécaniques du béton	83
Tableau 4.5. Comparaison expérimentale et analytique du K_I du béton	90
Tableau 4.6. Comparaison expérimentale et analytique du K_I du mortier	90
Tableau 5.1. Processeurs disponibles dans le logiciel ANSYS 5.4	93
Tableau 5.6. Variables prises en compte dans l'analyse numérique	97
Tableau 5.3. Variation de la charge de rupture dans le béton	104
Tableau 5.4. Caractéristiques mécaniques et géométriques des poutres	106

LISTE DES SYMOLES ET DES ABREVIATIONS

a	Longueur de fissure
a_0	Longueur initiale de l'entaille (fissure préexistante)
a_e	Longueur équivalente (effective) de fissure
B (ou b)	Epaisseur de l'éprouvette
CMOD	Ouverture des lèvres de fissure (Crack Mouth Opening Displacement)
CTOD	Ouverture de la pointe de fissure (Crack Tip Opening Displacement)
COD (w)	Ouverture de la fissure
C.T	Essai de traction compact (Compact Tension)
D (d, W ou h)	Hauteur de l'éprouvette
d_0	Diamètre maximal des granulats
E	Module d'élasticité ou de Young
E'	$E'=E$ en contraintes planes ; $E'=E(1-\nu^2)$ en déformations planes
E_t	Module tangent
FPZ	Zone de processus de rupture (Fracture Process Zone)
f_t	Résistance ultime à la traction
G_F	Energie de rupture restituée
G_{IC}	Energie de rupture critique du mode I
$g(\alpha)$	Fonction de géométrie dépendant de la longueur relative de la fissure (α)
K_i	Facteur d'intensité de contraintes du mode de rupture i (I, II, III)
K_{Ic}	Facteur d'intensité de contraintes critiques.
L	Longueur d'appuis
l_{ch}	Longueur caractéristique
LVDT	Linear vertical displacement test
M	Moment de la poutre
MR	Mécanique de la rupture
MLER	Mécanique linéaire élastique de la rupture
MNLR	Mécanique non linéaire de la rupture
MEF	Méthode des éléments finis
P	Charge (ou force) de rupture
SENB	Essai de flexion trois points (Single Edge Notch Bending)
U_E	Energie de déformation
U_L	Energie du potentielle du système

u, v	Composantes des déplacements selon x et y respectivement
W_c	Largeur de la bande fissurée
W.S.T	Wedge Splitting Test
W	Poids de l'éprouvette
α	Longueur relative de fissure ($\alpha = \frac{a}{d}$)
ε	Déformation
σ	Contrainte
σ_N	Contrainte nominale
ν	Coefficient de poisson
Δa	Extension de la fissure
Δu	L'aire entre les courbes charge –déplacement de différentes entailles.

INTRODUCTION

Le ciment portland est défini comme étant un liant hydraulique fabriqué à partir d'une pierre calcaire et d'une source d'alumine et de silice, en générale de l'argile ou du schiste. Le mélange pulvérisé de ces matières premières est chauffé dans un four rotatif à une température élevée (environ 1450°C), puis broyé pour produire une très fine poudre grisâtre, le ciment portland [1]. L'addition des ajouts comme les pouzzolanes naturelles, le laitier de haut fourneau, les cendres volantes siliceuses et calciques, les fumées de silice et le calcaire lors du broyage du ciment portland donne naissance à des ciments composés tels que le ciment portland au calcaire. Ce type de ciment est identifié selon la norme européenne comme étant le type CEM II/A ou CEM II/B. La production du ciment portland au calcaire a été commencée dès 1976 en France. En Algérie, la majorité des cimenteries fabriquent des ciments contenant 10 à 15 % de calcaire. L'ajout de calcaire permet de réduire le coût de fabrication de ciment, augmenter la production et réduire l'émission de CO₂ dans l'environnement [2].

Le béton est un matériau composite poreux ayant une bonne résistance à la compression et une faible résistance à la traction. L'étude de comportement à la rupture du béton, essentiellement à la traction, avec ses défauts (fissures et microfissures dû au retrait, porosité) fait appel à la mécanique de la rupture. Plusieurs modèles ont été développés pour déterminer la ténacité qui caractérise l'aptitude d'un matériau à résister à la propagation brutale d'une fissure. La mécanique linéaire élastique de la rupture (MLER) est une théorie usuelle pour étudier la rupture des matériaux linéaires élastiques et isotropes. Elle suppose que la zone endommagée existant en pointe de fissure et très réduite par rapport au volume entier de la structure et caractérise l'aptitude du matériau à résister à la propagation des fissures par un seul paramètre c'est le facteur d'intensité de contrainte critique (K_{IC}). Ce facteur dépend à la fois de la contrainte appliquée et de la longueur initiale de fissure. Cependant pour les matériaux à comportement non linéaires, ce facteur n'est pas suffisant pour caractériser la propagation des fissures.

Les modèles non linéaires de la mécanique de la rupture de Hillerborg et Bazânt, appliquées essentiellement au béton, caractérisent la propagation d'une fissure par plusieurs paramètres à savoir le facteur d'intensité de contrainte critique (K_{IC}), l'énergie de rupture (G_F) et l'ouverture critique de la fissure (CTOD_C) et la longueur caractéristique

(l_{ch}). Ces propriétés mécaniques des matériaux ont la même importance que le module d'élasticité (E) et la résistance à la compression (f_c).

L'effet d'échelle introduit par Bazânt distingue clairement les différents cas d'application de la mécanique de la rupture (M.R) en fonction de la dimension de la structure. Le cas de structures très larges ou massives comme les barrages est un exemple idéal pour l'application de la mécanique linéaire élastique de rupture (MLER). Cependant, les structures plus réduites telles que les poutres exigent une adaptation des méthodes linéaires ou l'application directe de la mécanique non linéaire élastique de rupture (MNLR) pour tenir compte des faibles dimensions.

Les essais de rupture nécessitent des presses très rigides et doivent être effectués en mode déplacement contrôlé pour être stable. Les essais effectués en force contrôlée sont généralement instables c'est-à-dire que la rupture est brutale et difficile à contrôler ; dans ce cas les courbes contrainte- ouverture de fissure ($\sigma-w$) ou force- flèche ($F-d$), pour déterminer l'énergie de rupture, sont incomplètes. Dans ces essais les éprouvettes sont entaillées d'une façon à obtenir un mode de rupture (mode I, mode II, mode III ou mode mixte). Généralement, l'essai de flexion trois points à déplacement contrôlé est le plus utilisé par rapport à l'essai de traction directe et l'essai W.S.T vu les difficultés de ces derniers.

A la difficulté de l'analyse expérimentale s'ajoute les difficultés de la modélisation numériques pour la simulation de la fissuration. Les différentes approches existantes utilisent la loi contrainte –ouverture de fissure ($\sigma-w$) pour le développement des modèles numériques de fissuration ; citons l'exemple du modèle non- linéaire de la fissure fictive (F.C.M) de Hillerborg. Des hypothèses simplificatrices de la loi ($\sigma-w$) de type linéaire, bilinéaire ou exponentielle peuvent être utilisées dans la modélisation. Cependant, l'aire sous ces courbes doit être la même et égale à l'énergie de rupture G_F .

L'analyse des performances mécaniques des mortiers et bétons à base de ciment au calcaire en milieux ordinaire et dans des milieux agressifs sont en cours dans plusieurs laboratoires en Algérie et à l'étranger. Cependant peu d'études n'ont été réalisées sur l'effet du ciment au calcaire sur la propagation des fissures dans les mortiers et bétons. Cette étude a été subdivisée en deux parties ; partie expérimentale et partie de modélisation numérique en éléments finis et a pour objectif l'étude de la propagation des fissures dans

les mortiers et bétons à base de ciment au calcaire. Dans l'étude expérimentale, on détermine l'énergie de rupture G_F , par l'essai de flexion trois points en mode déplacement contrôlé, des éprouvettes de mortiers et bétons contenant 0%, 5%, 10%, 15% et 20 % d'ajout calcaire et ayant différentes entailles ($\alpha = a/d = 0, 0.2$ et 0.4). L'analyse numérique consiste à faire une modélisation non linéaire, bidimensionnelle par éléments finis en utilisant le logiciel ANSYS 5.4 ; les résultats numériques obtenus sont comparés à ceux obtenus expérimentalement.

Dans le but d'atteindre les objectifs déjà tracés dans cette étude, nous avons structuré notre mémoire en cinq chapitres. Après une introduction générale qui montre l'intérêt de l'économie d'utiliser le calcaire dans la fabrication du ciment et l'importance de la mécanique de la rupture pour caractériser la propagation des fissures dans le mortier et béton, une synthèse bibliographique sur les propriétés physiques et mécaniques ainsi que sur la durabilité du ciment portland au calcaire est donnée dans le premier chapitre. Le deuxième chapitre présente une synthèse bibliographique de la mécanique de rupture appliqué aux bétons et mortiers en s'intéressant sur le mécanisme de rupture, les méthodes de résolution (Mécanique linéaire élastique de la rupture et les modèles non –linéaires), les essais de laboratoire sur des éprouvettes entaillés pour la détermination des paramètres de la mécanique de la rupture (K_I , G_F et $CMOD$) ainsi que les facteurs qui influent sur la résistance à la propagation des fissures dans le béton et le mortier (effet d'échelle, effet de la résistance, effet des granulats, effet de l'entaille, effet de la température). Le troisième chapitre donne un résumé sur les caractéristiques des matériaux utilisés dans la préparation des éprouvettes de mortier et de béton et une synthèse des essais réalisés. Dans le quatrième chapitre, les résultats expérimentaux obtenus sur le mortier et le béton sont présentées et discutées. Dans le cinquième chapitre, l'analyse numérique non linéaire par éléments finis des éprouvettes bidimensionnelle entaillées en utilisant le logiciel ANSYS 5.4 est présenté et discuté ainsi qu'une comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques.

Enfin une conclusion générale et des recommandations sont données pour des futurs travaux et des perspectives permettent de continuer sur la même voie.

CHAPITRE 1

CIMENT AU CALCAIRE

1.1. Introduction

Les ciments courants sont à base de clinker (K) qui résulte de la cuisson, autour de 1450 °C, de quatre oxydes principaux, l'oxyde de calcium (CaO), l'oxyde de silicium ou silice (SiO₂), l'oxyde d'aluminium ou alumine (Al₂O₃) et l'oxyde de fer (Fe₂O₃), en proportion convenable et des ajouts [3-5]. Les ajouts les plus connus sont les pouzzolanes naturelles, cendres volantes, fumées de silice ou laitier de hauts fourneaux et calcaire. Ils sont ajoutés au clinker lors du broyage pour réduire la consommation d'énergie de fabrication de ciment, réduire le taux d'émissions de bioxyde de carbone (CO₂), augmenter la production du ciment et offrir au béton des meilleures performances mécaniques et de durabilité [6]. Dans la littérature, beaucoup d'études ont été réalisées sur les ciments avec ajout de pouzzolane et de laitier. Les principaux hydrates produits sont tous similaires à celles trouvées dans le ciment portland. Cependant, l'addition de ces constituant affecte la vitesse d'hydratation et la microstructure de la pâte durcie.

Dans ce chapitre, on présente une synthèse bibliographique sur les propriétés microscopiques, physiques, mécaniques, et de durabilité des ciments au calcaire.

1.2. Ciment au calcaire

La norme NF EN 197-1 (2000) donne quatre classes de ciment au calcaire CEM II / A - L et CEM II / A - LL si le pourcentage de calcaire varie de 6-20 % et CEM II / B - L et CEM II / B - LL si le pourcentage varie de 21 à 35 %. La norme PF 18-508 exige que le passant à 0.063 mm doit être supérieur à 70 % et la surface massique Blaine supérieur à 220 (m²/kg) et un indice d'activité de 0.71 à 28 jours [7,8]. Le calcaire utilisé doit contenir au moins 75 % en masse de carbonate de calcium (CaCO₃), moins 1.20 % en masse d'argile et moins de 0.20 % en masse de matières organiques (TOC) [3]. L'indice d'activité « i » est définie comme le rapport des résistances mécaniques en compressions d'éprouvettes normalisé de mortiers de même âge, préparée les une avec le ciment de référence, les autres en remplaçant une fraction du ciment par une même masse de l'addition considérée.

L'addition de calcaire au clinker modifie et améliore la granulométrie du mélange. Ainsi, il permet de réduire le coût de fabrication du ciment [9-11]. L'économie d'énergie pour un ciment avec 20 % de calcaire est estimée à 16% inférieure à celle du ciment portland [12]. L'emploi des ciments au calcaire dans la fabrication du béton est vaste. Le béton avec ajout calcaire convient particulièrement pour les éléments préfabriqués. Le bâtiment, le béton de masse, le béton pompé, le béton maigre, les revêtements, les chapes et la stabilisation des sols sont des domaines dans lesquels le ciment portland au calcaire convient bien [13].

1.3. Hydratation et microstructure du ciment au calcaire

En présence d'eau et du ciment, dans des proportions adéquates, les constituants anhydres se transforment en composés hydratés. L'hydratation du ciment se résume comme suit [14]:

- Hydratation des silicates de calcium C_3S : la réaction du C_3S avec l'eau forme l'hydroxyde de calcium $Ca(OH)_2$ appelée portlandite (plaquettes ou petits cristaux hexagonaux) et un gel de calcium hydraté de faible basicité (CSH).
- Hydratation de l'aluminate tricalcique C_3A : le C_3A réagit très rapidement avec l'eau et forme tout d'abord un gel (alumine hydrate) et des aluminates C_2AH_8 et C_4AH_{13} et entraîne une rigidification très rapide de la pâte de ciment. Cette réaction est contrôlée par ajout de sulfate sous forme de gypse ($CaSO_4 \cdot 2H_2O$), d'hémihydrate ($CaSO_4 \cdot 1/2H_2O$) ou d'anhydrite ($CaSO_4$) qui donne la formation d'une coquille d'ettringite autour des grains de C_3A .

L'ajout du calcaire au ciment portland accélère l'hydratation et augmente la formation de l'hydroxyde de calcium (ou portlandite CH) et l'ettringite [12]. Ce dernier, aux derniers stages de l'hydratation, se transforme au carboaluminate au lieu de monosulfoaluminate [12, 15]. La quantité du carboaluminate formé dépend des teneurs de C_3A , $CaCO_3$ et de la finesse de calcaire. L'addition de calcaire permet aussi aux hydrates, en particulier de la portlandite (CH), de cristalliser dans des larges cristaux et une meilleure répartition de ces hydrates formés dans la pâte de ciment durci par rapport au ciment portland. Cela a été attribué à l'augmentation de la vitesse d'hydratation du C_3S , qui améliore la formation du silicate de calcium hydraté (CSH- $CaCO_3$) autour des particules de C_3S [7].

Voglis et al [16], ont étudiés l'hydratation des ciments composées. Ils ont montrés que dans la pâte de ciment au calcaire, les ions de carboaluminate incorporés dans les aluminates de calcium hydratent la formation de carboaluminate. Le tableau 1.1 présent le contenant du l'hydroxide de calcium (CH), mesuré par un thermogravimétrie, dans les pâtes hydratés à 28 jours et ayant la même résistance à la compression. Il montre que l'addition calcaire n'affecte pas sensiblement la quantité du portlandite formée.

Tableau 1.1. Contenant de $\text{Ca}(\text{OH})_2$ dans des pâtes hydratés à 28 jours [16].

Nature du ciment	Ordinaire	Au calcaire	Au pouzzolane	Au laitier
$\text{Ca}(\text{OH})_2$ (%)	21.37	18.57	19.13	17.22

1.4. Prise et durcissement du ciment au calcaire

La figure 1.1 montre schématiquement la prise et le durcissement du ciment portland qui entraînent la formation de plusieurs phases solides hydratées, dont le volume est supérieur à celui du ciment anhydre. Ces derniers envahissent progressivement l'espace occupé par l'eau et il se forme ainsi une structure rigide poreuse [17].

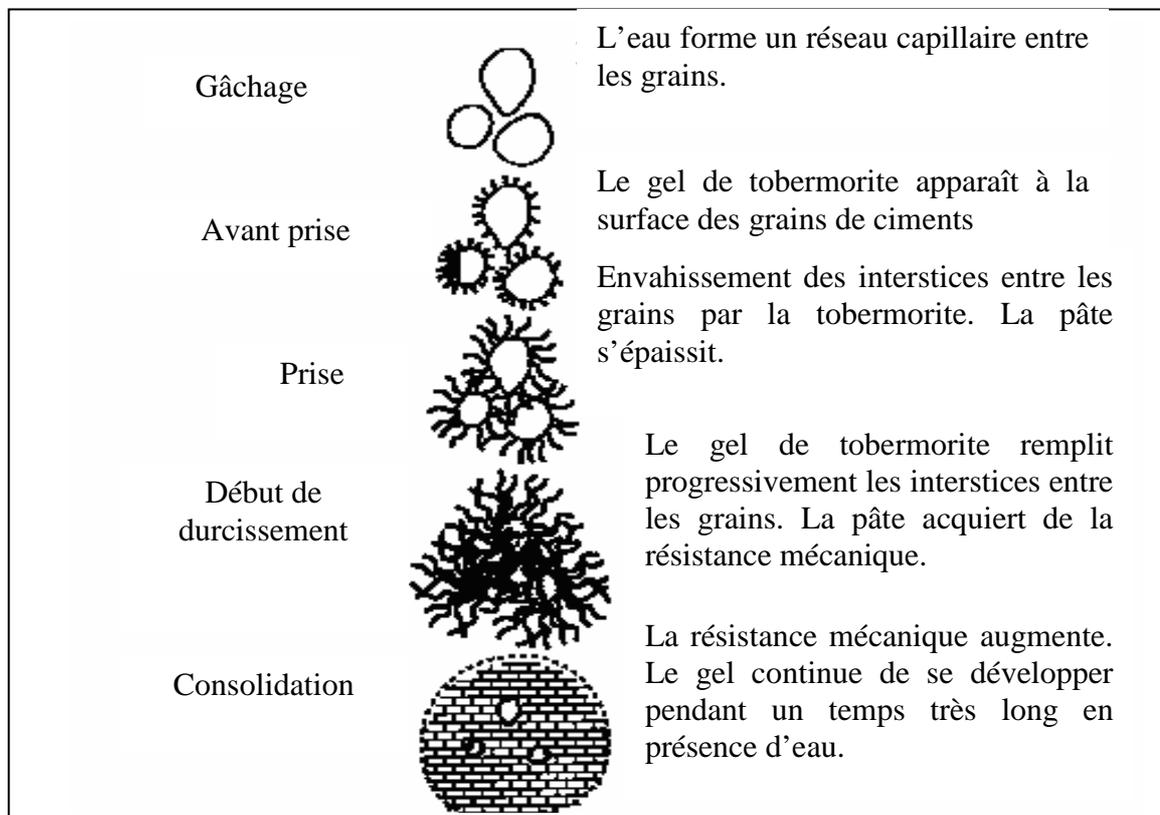


Figure 1.1. Présentation du phénomène de prise des ciments portlands [17].

HOOTON [12], Voglis [16], ont étudiés le propriétés physiques des ciments avec et sans ajout calcaire. Ils n'ont pas observé un effet important de l'ajout calcaire sur le temps de prise. Cependant, HAWKINS et al [12], ont observé une légère diminution du temps de début et de fin de prise avec un ajout de 8 % de calcaire.

1.5. Chaleur d'hydratation

La réaction d'hydratation d'un ciment portland avec ou sans ajout s'accompagne toujours d'un dégagement de chaleur. L'addition des quantités croissantes de l'ajout calcaire au ciment portland donne une réduction de la chaleur total libérée et un retard du temps de l'évolution maximal de la chaleur [17]. ALBECK et al [12], ont montré que la chaleur de l'hydratation d'un ciment portland sans et avec ajout calcaire de la même classe de résistance était 290 et 280 J/g, respectivement.

1.6. Résistance à la compression

La résistance de compression des mortiers et bétons avec et sans ajout calcaire a été étudiée par plusieurs chercheurs. SCHMIDT, BARKER et INGRAM [11, 19-20] ont montrés que la résistance à la compression dépend du pourcentage du calcaire. TSIVILIS et al [21- 23], ont trouvés qu'elle est élevée à jeune âge et diminue légèrement à 28 jours pour 5 % à 15 % du calcaire et elle est faible à jeune age et à 28 jours pour les pourcentages de 20 % à 35 % par rapport au ciment de référence (Figure 1.2).

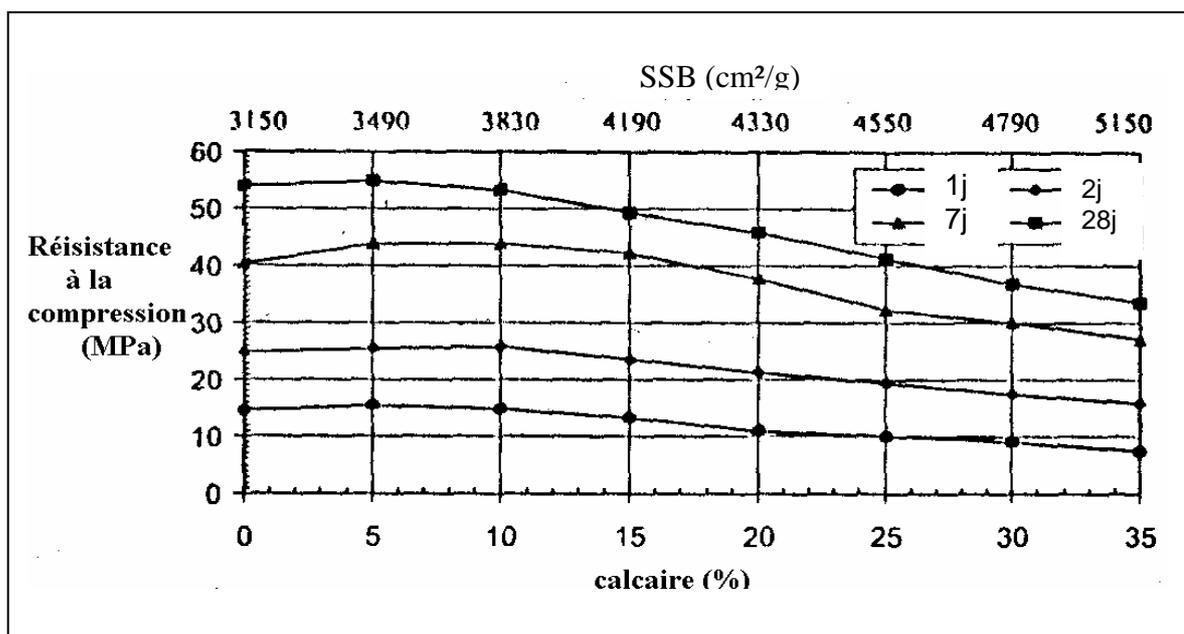


Figure 1.2. Résistance de compression des mortiers avec ajout calcaire [21].

Cela est dû à la présence de CaCO_3 qui accélère l'hydratation du C_3A et C_3S , éléments responsables des résistances à court terme, et d'autant mieux que les particules sont fines et la quantité de CaCO_3 est grande [7, 24-26].

NARAYAN et al [27] ont montré que, à 28 jours, la résistance de compression diminue de 5%, 20 % et 35 % pour les additions calcaire de 5 %, 15 % et 35 % respectivement par rapport au ciment de référence (Figure 1.3). Ils ont montré aussi que les mortiers de 0 %, 5 % et 15 % de calcaire développent plus ou moins la même résistance à la compression à 5 °C et à 20 °C après une année (Figure 1.4). Ces résultats peuvent indiquer que le calcaire participe dans le processus d'hydratation de ciment et qu'il influence sur le développement de la résistance. Cependant, la résistance est plus faible avec 35 % d'ajout calcaire exposé à 20 °C.

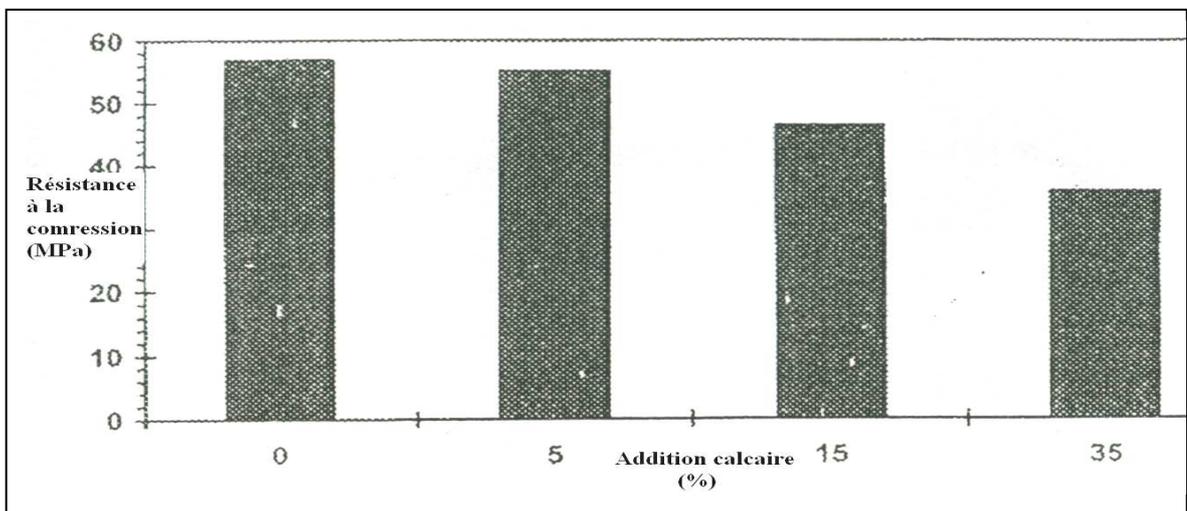


Figure 1.3. Résistance des mortiers avec ciments au calcaire à 28 jours [27].

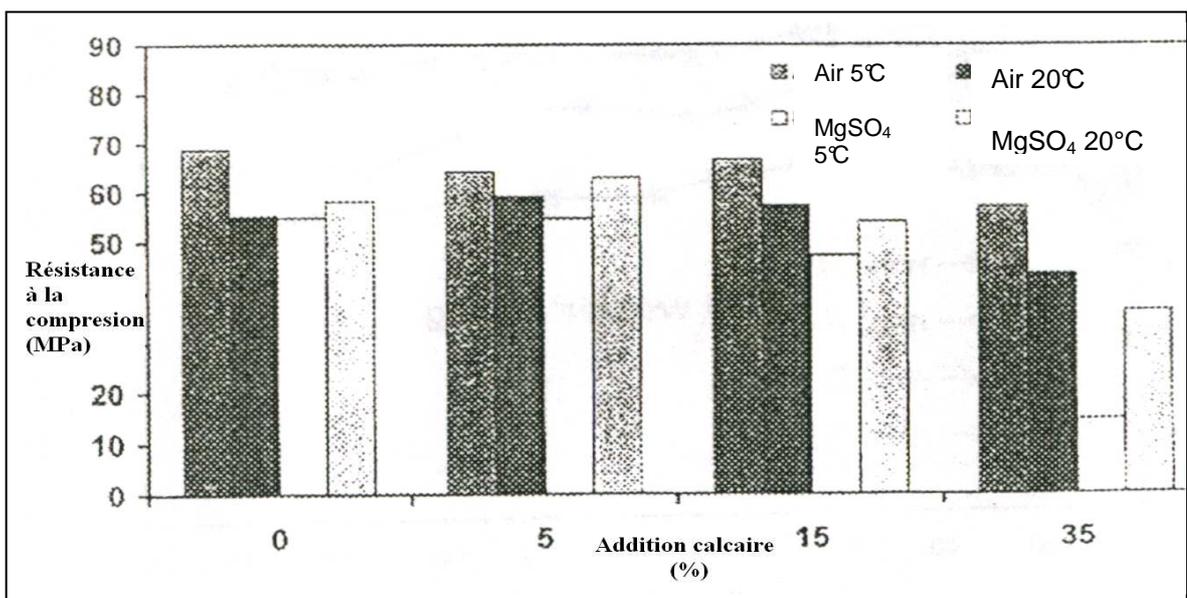


Figure 1.4. Résistance des mortiers avec ciments au calcaire après une année [27].

KENAI et al [28], ont étudiés la résistance à la compression des éprouvettes de mortiers avec et sans ajout calcaire conservées dans l'eau à l'intérieur du laboratoire (100 % H.R, 20°C). Ils ont constaté que la résistance à la compression augmente avec le temps (Figure 1.5). Cette augmentation est due au développement de l'hydratation en fonction du temps. Cependant, la résistance à la compression est plus faible pour les éprouvettes ayant plus de calcaire et le rapport de la résistance de ces échantillons par rapport à celle du ciment de référence augmente avec l'augmentation de l'âge. La diminution de la résistance à long terme avec l'augmentation de l'ajout a été attribué à la diminution de la quantité du clinker dans le ciment et à un effet négatif de dilution, du à la présence du calcaire. Cependant, Les pertes de résistances dues à la dilution peuvent être compensé par un broyage plus fin du ciment [24].

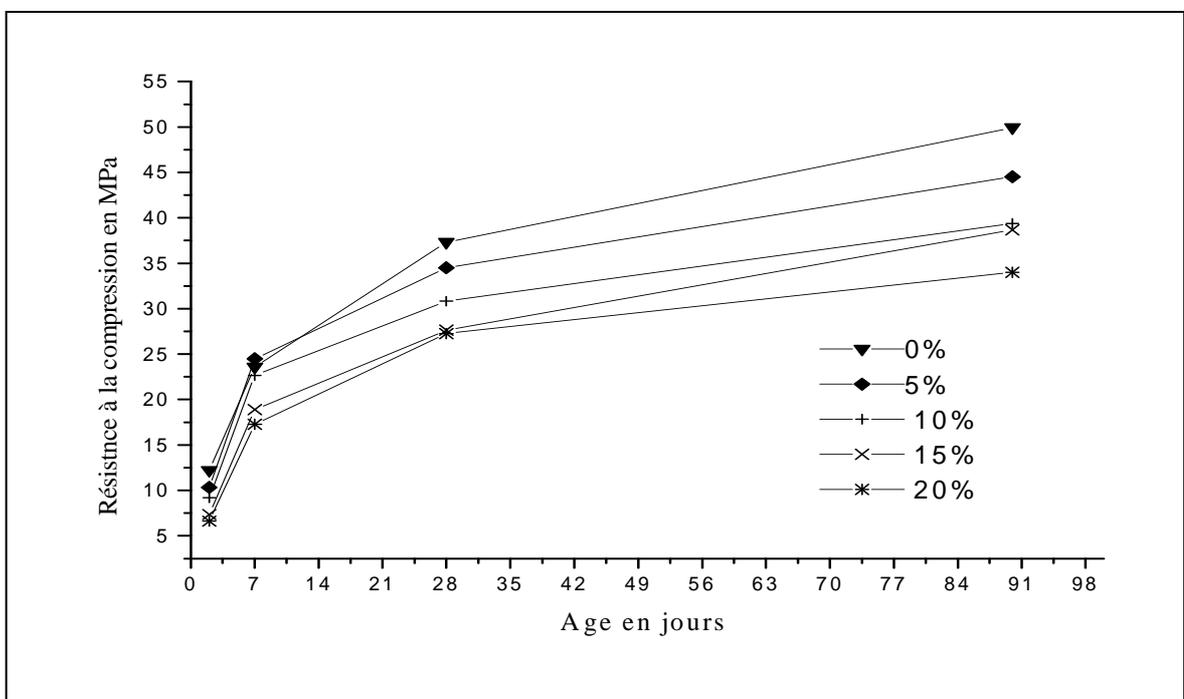


Figure 1.5. Evolution de la résistance à la compression en fonction de l'âge [28].

1.7. Résistance à la traction et à la flexion

La résistance à la traction semble être peu affectée par l'ajout du calcaire. BONAVETTI et al [29, 30], ont observé une augmentation de la résistance de traction des bétons avec ajout calcaire au premiers jours, une légère diminution de l'ordre de 3 à 5 % à 28 jours. KENAI et al [28], présentent les résultats de la résistance à la flexion en fonction du pourcentage de l'ajout calcaire (Figure 1.6). Ces résultats montrent un développement similaire avec celle observée dans la résistance à la compression.

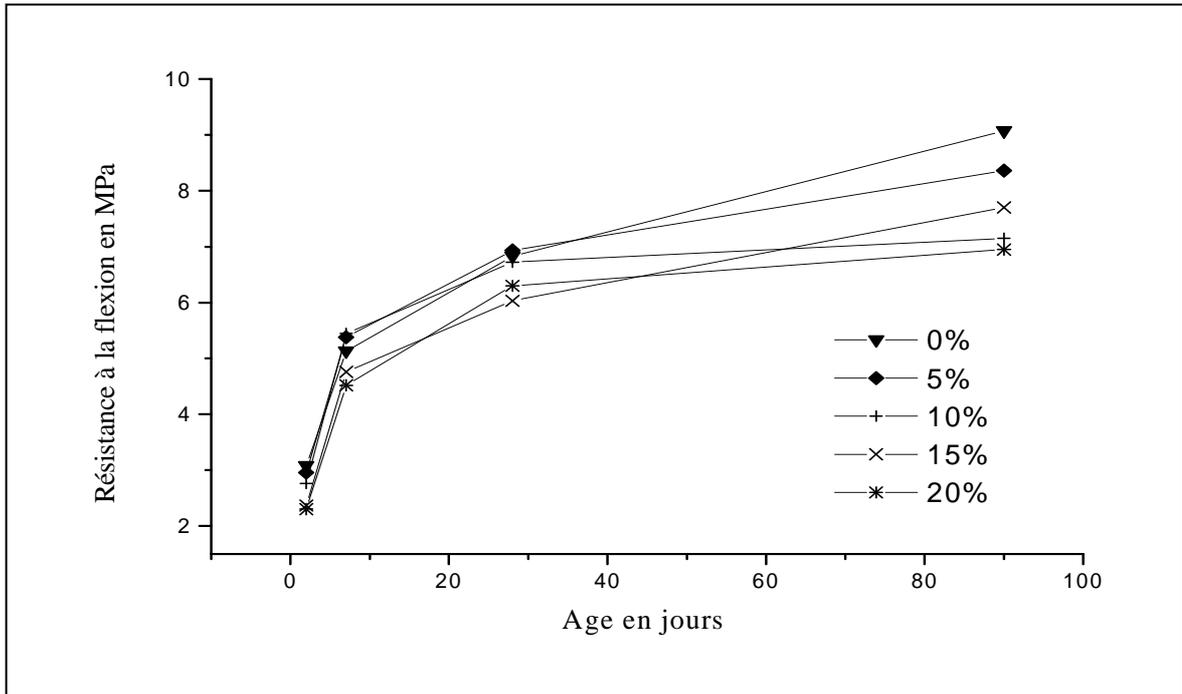


Figure 1.6. Evolution de la résistance à la flexion en fonction de l'âge [28].

1.8. Module d'élasticité des ciments au calcaire

Le module d'élasticité du béton dépend fortement de la valeur du module d'élasticité des granulats, qui occupe 70 % du volume. Il est marginalement affecté si l'ajout est finement broyé ou légèrement amélioré si l'ajout est grossièrement broyé [18]. BONAVENTTI et al [30] ont étudié l'effet de cure complète et l'effet de cure dans l'air sur le module d'élasticité des bétons avec et sans ajout calcaire. Une légère augmentation du module d'élasticité a été observée à jeune âge avec l'augmentation de l'ajout calcaire, et une diminution à 28 jours a été constatée pour le mode de cure complète (Tableau 1.2).

Tableau 1.2. Effet de la cure sur le module d'élasticité du béton au calcaire [30].

% de calcaire	Cure complète			Cure dans l'air		
	0	20	25	0	20	25
3 jours	1.00	1.11	1.14	0.95	1.08	1.09
7 jours	1.00	1.07	1.09	0.88	0.94	0.97
28 jours	1.00	0.97	0.93	0.75	0.80	0.84

1.9. Durabilité des ciments au calcaire

1.9.1. Perméabilité

La perméabilité d'un béton constitue un indicateur essentiel de durabilité. La pénétration des agents agressifs s'effectue dans le béton principalement par diffusion à travers la phase liquide interstitielle.

COQUILLAT et al [7], ont étudié l'influence d'ajout calcaire sur la perméabilité. Ils ont constaté que la porosité du béton avec ciment au calcaire est plus faible que celle du béton ordinaire. SCHMIDT et al [12] ont déterminé les coefficients de perméabilité pour une série de bétons avec et sans ajout calcaire (Figure 1.7). Ils ont montré que les coefficients de perméabilité des bétons avec ciment au calcaire sont inférieurs à celle des bétons avec ciment portland pour le même mode de cure.

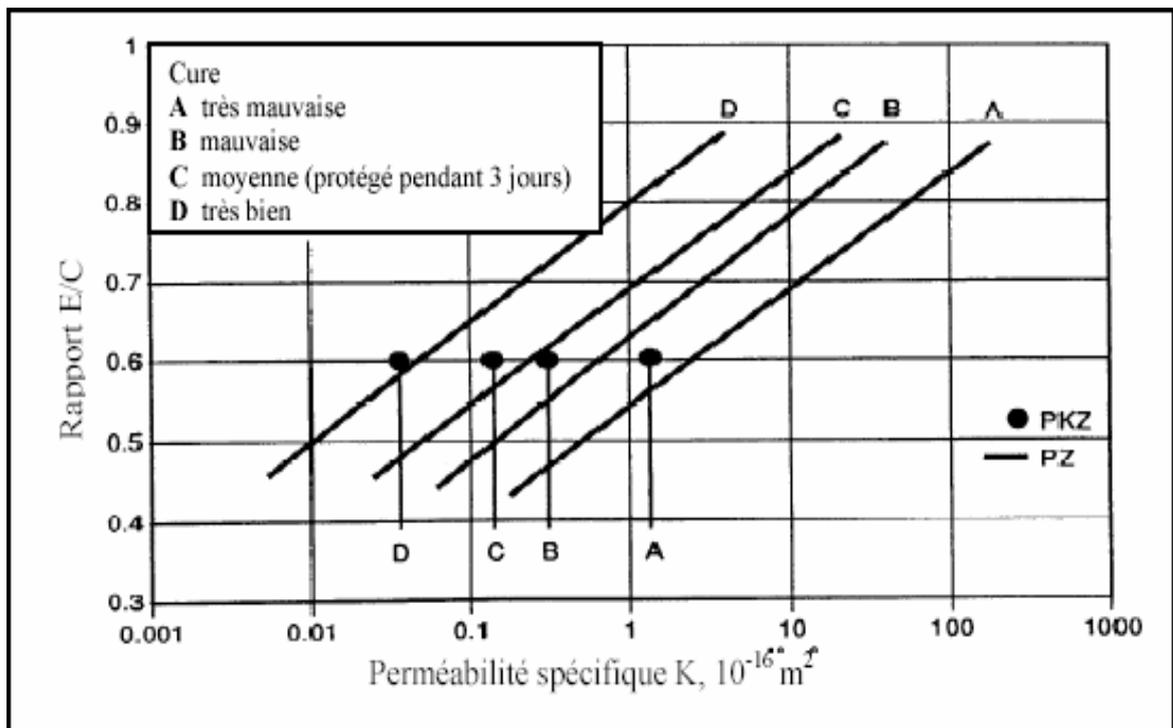


Figure 1.7. Coefficient de perméabilité des bétons avec (13-17% d'ajout calcaire PKZ) et sans ajout (PZ) pour différents modes de cure [12].

Cependant, en raison du nombre limité d'essais, SCHMIDT n'était pas sûr si la bonne performance était due au broyage plus fin et/ou à l'amélioration de la microstructure due à l'ajout calcaire.

1.9.2. Résistance Aux Sulfates

Les sulfates peuvent se trouver dans l'eau de mer, les eaux souterraines et les eaux usées industrielles. L'action des sulfates se présente sous forme d'une expansion du béton suite à la formation de produits expansifs (gypse secondaire et d'ettringite secondaire). Cette action apparaisse en général après un temps de 10 à 15 ans et engendre une perte de résistance et une perte de masse du béton en surface. La résistance du béton aux sulfates semble être gouverné par le pourcentage de C_3A dans le ciment car la résistance aux sulfates est plus apparente dans les ciments avec un pourcentage élevé de C_3A [12].

SOROKA et al [31] ont étudié la résistance aux sulfates des bétons avec calcaire (0, 10, 20, 30 et 40%). Les éprouvettes sont immergées dans 5 % de sulfate de sodium (Na_2SO_4) pendant 150 jours. Ils ont observé l'initiation des fissures après 6 semaines dans le béton de référence et après 10 à 16 semaines dans le béton au calcaire. KARPINSKI [12] a attribué cette amélioration à la formation du carboaluminate de calcium et à la faible porosité et perméabilité de ce béton. La figure 1.8 montre les résultats de l'expansion en pourcentage trouvés par KENAI et al [28].

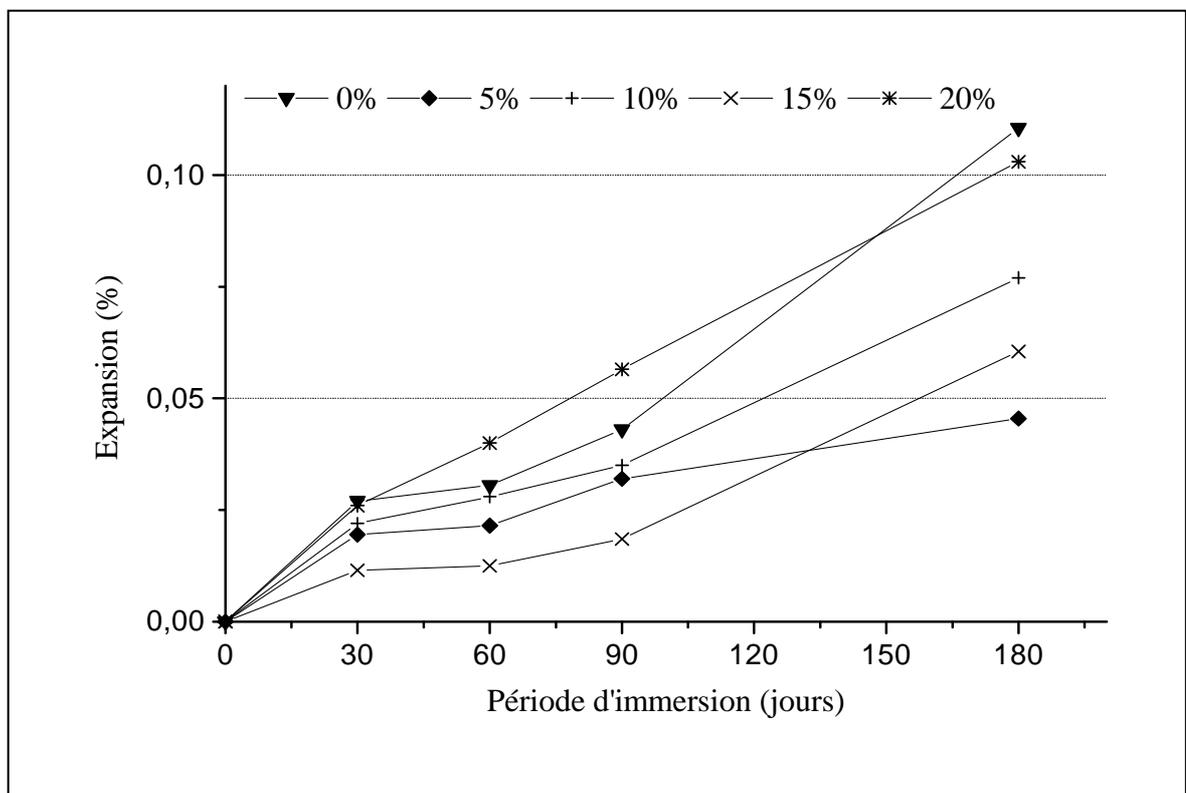


Figure 1.8. Expansion des éprouvettes immergées dans 5% de (Na_2SO_4) [28].

NARAYAN et al [27], ont étudié l'effet de l'attaque aux sulfates par le magnésium ($MgSO_4$) sur la résistance de compression des mortiers avec et sans ajout calcaire (Figure 1.4). Après une année, ils ont constaté que les mortiers avec 5 % du calcaire produisent des résistances similaires à celles des mortiers de référence et une diminution de l'ordre 10 à 15 % dans les mortiers avec 15 % de calcaire. Cependant, la conservation du mortier avec 35 % du calcaire dans des solutions de magnésium à 20 °C diminue la résistance de 40 % à 75 % à une température de 5 °C. Cela montre que dans les milieux à basse température, le ciment au calcaire doit être utilisé avec prudence.

1.9.3. Carbonatation

Deux conditions doivent être simultanément remplies pour que la carbonatation puisse avoir lieu ; l'humidité relative soit partiellement élevée (60 à 75 %) et la présence de bioxyde de carbone (CO_2). BARON [10] a montré que l'ajout calcaire n'affecte pas le taux de carbonatation du ciment. Cependant, TIVILIS et al [22], ont montré que les échantillons avec ciments au calcaires (10, 15, 20 et 35%) n'étaient pas carbonatés après 9 et 12 mois et les échantillons du ciment portland ont eu une profondeur de carbonatation de 3 à 5 millimètres respectivement.

TIVILIS et al [22], ont étudié la corrosion des ciments au calcaire par la mesure de potentiel de corrosion. Les échantillons ont été partiellement immergés dans une solution de NaCl pour accélérer le processus de corrosion. Ils ont montré que les échantillons avec ciment au calcaire ont un potentiel élevé comparé au mortier de ciment de référence (Figure 1.9). Le potentiel augmente avec l'augmentation du pourcentage du calcaire et la protection contre la corrosion augmente.

1.10. Propagation de fissure

L'utilisation du calcaire comme ajout engendre une augmentation de la finesse de ciment, laquelle peut causer une augmentation de retrait plastique, et un risque de créer des pré-fissures dans le béton [32, 33]. Cependant, l'effet du calcaire sur la propagation des fissures n'est pas encore bien éclairé.

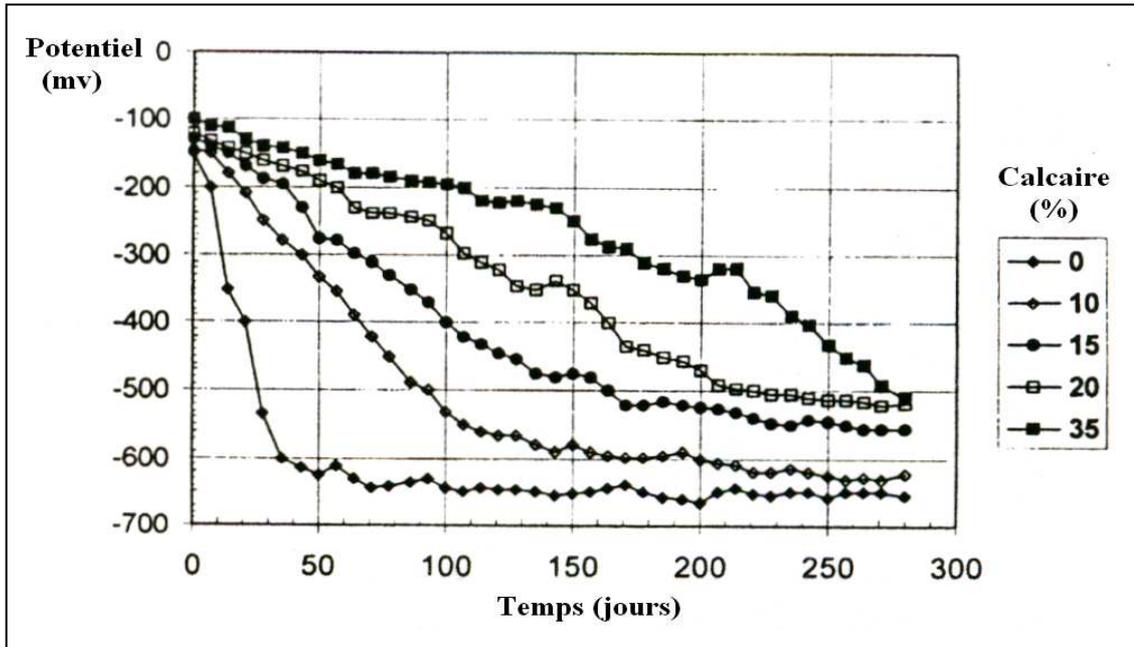


Figure 1.9. Variation de potentiel de corrosion avec l'ajout calcaire [22].

Conclusion

La fabrication des ciments avec ajout calcaire contribue à la diminution de la consommation d'énergie, la réduction du taux d'émissions de bioxyde de carbone et à l'augmentation de la production. L'ajout de calcaire accélère l'hydratation et engendre des modifications dans la microstructure de la pâte de ciment. La résistance mécanique et le module d'élasticité des ciments à base de calcaire sont un peu plus élevés à court terme et une faible diminution est enregistrée à long terme, par rapport au ciment portland. Les résultats de durabilité des mortiers et bétons à base de ciment au calcaire (perméabilité, résistance aux sulfates, carbonatation et corrosion) montrent un effet positif de l'ajout calcaire dans les milieux à moyenne température. Cependant, dans les milieux à basse température, le ciment au calcaire doit être utilisé avec prudence. L'effet du calcaire sur la propagation de fissures dans les mortiers et bétons n'est pas bien éclairé car peu de travaux dans ce domaine sont effectués. L'un des objectifs de ce travail est de contribuer à étudier la propagation des fissures dans le mortier et le béton à base de ciment au calcaire.

CHAPITRE 2

MECANIQUE DE LA RUPTURE DES MORTIERS ET BETONS

2.1 Introduction

Les règles de calcul des constructions sont en général fondées sur la théorie de l'élasticité et la résistance des matériaux dont les contraintes ne dépassent en aucun point la limite d'élasticité du matériau. Cependant des ruptures soudaines (brutales) en domaine élastique sans déformation importante ont été observées. Cela montre qu'un autre mode de rupture (type fragile ou semi fragile) peut intervenir lorsque les circonstances deviennent anormales : grandes basses température, vitesses d'application de la charge et défauts (vides ou fissures) préexistants ou créés en service.

Les chercheurs ont montré que l'étude de comportement des structures fissurées fait appel à la mécanique de la rupture. Car, avant la rupture, l'extension de la fissure s'élabore dans une petite zone voisine du front de la fissure, dans laquelle il existe des contraintes élevées et progression des microfissurations que la mécanique des milieux continus n'admet pas. En dehors de cette petite zone, le reste du corps, dont le comportement est élastique ou plastique, relève de la mécanique des milieux continus. [34].

La mécanique de la rupture se définit comme étant la science de l'étude du comportement mécanique d'une structure avec ses défauts. Elle permet de prévoir leur évolution jusqu'à la rupture complète de la structure qui est non prévisible par l'usage d'un critère classique de la résistance des matériaux [34]. L'objet de la mécanique de la rupture est d'étudier l'influence des défauts et répondre aux questions :

- Quand et comment un tel défaut peut se propager ?
- Quelle est sa vitesse de propagation ?
- Est-il possible de l'arrêter ? si oui comment l'arrêter ?
- Quelle est la taille critique d'un défaut qu'on peut admettre dans une structure ?
- Quelle est la durée de vie d'une structure comportant un tel défaut ?
- Quels sont les paramètres qui influent notablement sur l'évolution des défauts dans une structure ?
- Quelles sont les valeurs admissibles des sollicitations en service qu'on peut tolérer sans conduire la structure à la rupture sous l'effet néfastes des défauts qu'elle contient ?

2.2. Modes de rupture

La définition des trois modes élémentaires de rupture d'une fissure est illustrée dans la figure 2.1 [35] :

Mode I : Le déplacement de lèvres de la fissure est perpendiculaire au plan de propagation (mode d'ouverture dans lequel les lèvres de la fissure s'écartent). Il est associé à une discontinuité de déplacement et est souvent considéré comme le plus important en mécanique de la rupture.

Mode II : Mode de cisaillement dans lequel les lèvres de la fissure glissent l'une sur l'autre dans la direction perpendiculaire au fond de la fissure. Le déplacement des lèvres de la fissure est dans le plan de propagation et parallèle à la direction de propagation.

Mode III : Mode anti-plan, qui est aussi un mode dans lequel les deux lèvres glissent l'une sur l'autre ; mais suivant la direction du fond de la fissure. Le déplacement des lèvres est dans le plan de propagation perpendiculaire à la direction de propagation.

Dans la pratique, les trois modes peuvent apparaître seuls ou combinés ; dans le dernier cas la propagation est dite propagation mixte [36]. Mais comme le plus souvent, les ruptures correspondent au mode I, les études de mécanique de la rupture ont surtout porté sur ce mode, que nous considérons uniquement par la suite.

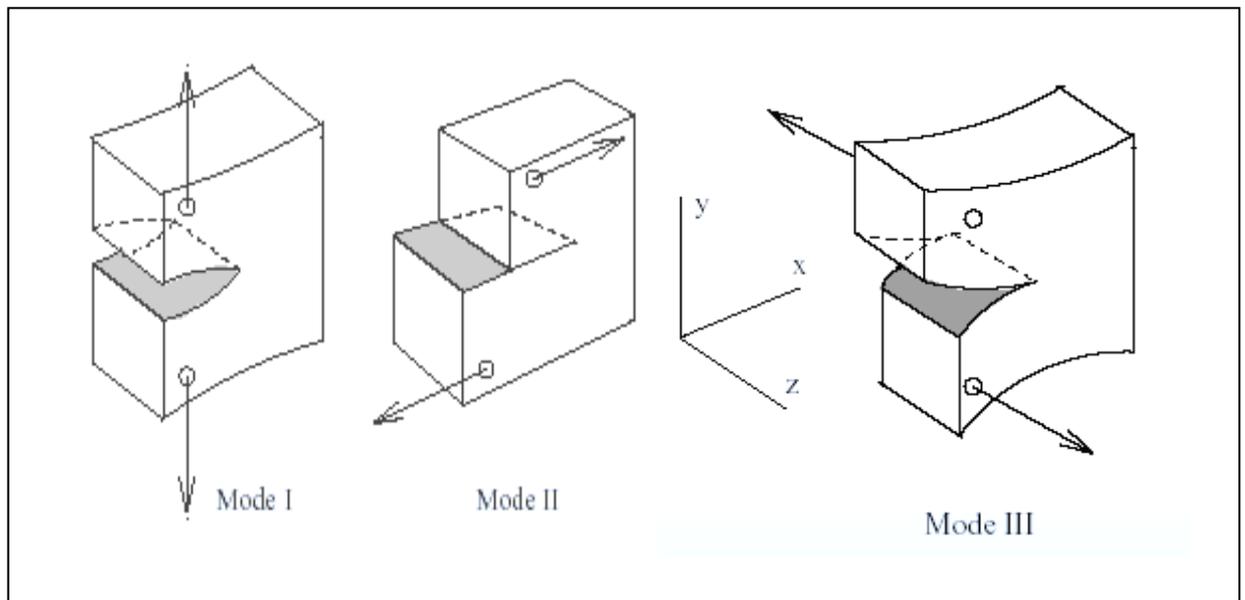


Figure 2.1. Différents modes de rupture [35].

2.3. Types de rupture

La classification suivante est basée sur la dépendance par rapport au facteur temps et sur la nature du matériau. On distingue deux types de rupture [37] :

1. Rupture par fissuration rapide ; selon le comportement du matériau elle peut être ductile, semi- fragile et fragile (Figure 2.2). La rupture fragile est caractérisée par l'absence des déformations plastiques macroscopique, et donc par la propagation très rapide des fissures avec faible consommation d'énergie. La rupture ductile est relié essentiellement à la présence d'inclusions ou de précipites. Dans ce cas de rupture, la déformation plastique macroscopique est en général importante (consommation d'énergie élevée). La rupture semi- fragile est le cas intermédiaire.
2. Rupture après fissuration progressive ; sous sollicitation cyclique (fatigue mécanique ou thermique), sous sollicitation statique (corrosion sous contraintes, fluage) et sous sollicitation complexe (fatigue- corrosion, fatigue- fluage).

Les propagations peuvent être trans-granulaires ou inter-granulaires selon la composition du matériau (homogène ou hétérogène). Lors de la propagation d'une fissure, deux phénomènes interviennent simultanément ; relaxation (relâchement) des contraintes autour de la fissure, la partie fissurée n'ayant pas de résistance mécanique, et création des nouvelles surfaces de rupture.

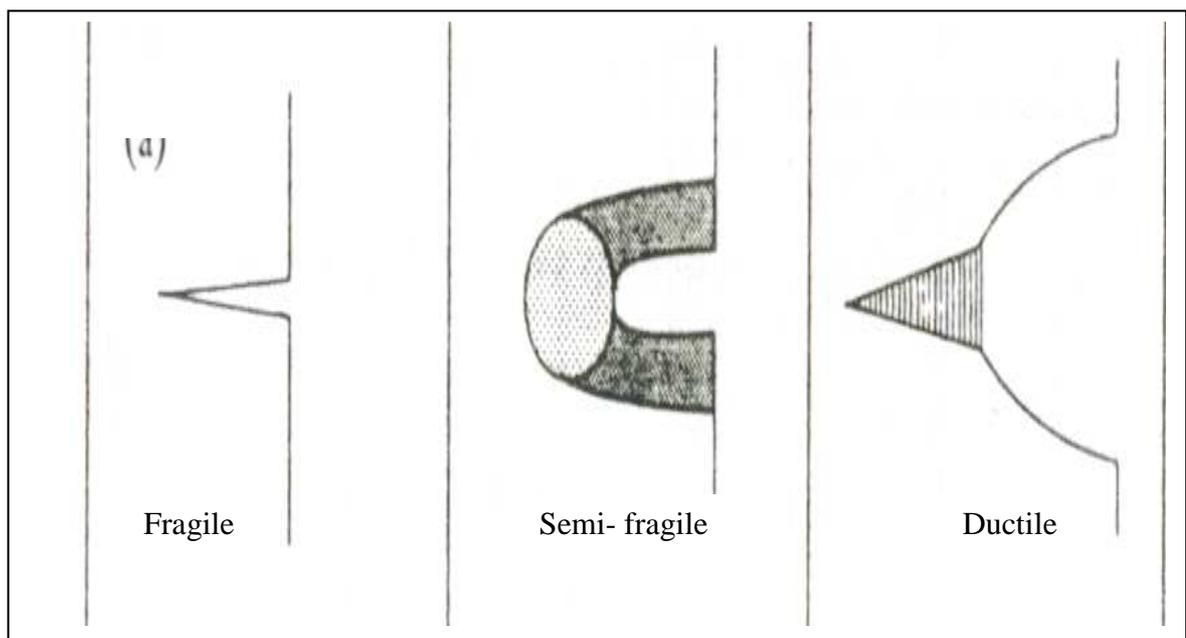


Figure 2.2. Types de rupture [16].

2.4. Théories de la mécanique de la rupture de mortier et béton

2.4.1. Introduction

L'application de la mécanique de la rupture dans l'étude du mortier et béton est très importante pour maîtriser la propagation des fissures. Elle permet aussi d'améliorer notre connaissance du comportement mécanique de ces matériaux et une meilleure utilisation vis-à-vis de la sécurité des ouvrages. Plusieurs modèles de la mécanique de la rupture ont été développés pour l'étude du comportement du béton et mortier à la rupture. Ces modèles sont nécessaires notamment pour les raisons suivantes [38] :

1. La résistance à la traction du béton est faible et elle est négligée dans les calculs. Cependant, l'utilisation de cette capacité est d'autant mieux appréciée.
2. Le vieillissement du patrimoine des ouvrages construits donnera de plus en plus d'importance aux problèmes d'expertise (fissures non maîtrisées dont il faut prévoir l'évolution). Les modèles de la mécanique de la rupture permettent de répondre à ce genre de question ;

3.4.2. Mécanique linéaire élastique de la rupture

La mécanique linéaire élastique de la rupture (MLER) est une théorie usuelle pour l'analyse de la rupture des matériaux. Tous les phénomènes d'endommagement sont supposés concentrés à la pointe de fissure [39]. Ceci est dû aux fortes concentrations de contraintes qui existent à la pointe des fissures et que l'analyse élastique linéaire traduit par des singularités du champ de contraintes et de déplacement. L'étude de ces singularités a conduit IRWIN [40], en 1956, à définir des facteurs d'intensité de contrainte, correspondant à des cinématiques particulières du mouvement des fissures (K_I , K_{II} et K_{III}) pour établir un critère de propagation de fissure. Le principe de la méthode est de calculer, connaissant le chargement appliqué et les défauts probables dans la structure, le facteur d'intensité de contrainte K_I , exprimé en $\text{MPa}\sqrt{m}$, qui renseigne sur l'état de concentration de contrainte en pointe de fissure et le comparer avec le facteur d'intensité de contrainte critique K_{IC} (ténacité du matériau) [34].

- Si $K_I \leq K_{IC}$, la fissure ne se propage pas et dite stable,
- Si $K_I > K_{IC}$, la fissure se propage et devient instable.

Le tableau 2.1 regroupe les premiers termes (de développement limité) des contraintes et des déplacements au fond de fissures du premier mode de rupture dans un

repère local lié à la pointe de fissure (Figure 2.3). Il montre que les contraintes et les déplacements en pointe de fissure sont mathématiquement singuliers en $1/\sqrt{r}$ et \sqrt{r} respectivement.

Tableau 2.1. Champ de contraintes et de déplacements au fond des fissures pour un matériau linéaire élastique et isotrope en mode I de rupture [41].

Contraintes	Déplacements
$\begin{bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \tau_{xy} \end{bmatrix} = \frac{K_I}{\sqrt{2\pi r}} \cos \frac{\theta}{2} \begin{bmatrix} 1 - \sin \frac{\theta}{2} \sin \frac{3\theta}{2} \\ 1 + \sin \frac{\theta}{2} \sin \frac{3\theta}{2} \\ \sin \frac{\theta}{2} \cos \frac{3\theta}{2} \end{bmatrix}$	$U_x = \frac{K}{4\mu} \sqrt{\frac{2r}{\pi}} [(\chi - 1) \cos \frac{\theta}{2} + \sin \theta \sin \frac{\theta}{2}]$
$\begin{bmatrix} \sigma_{rr} \\ \sigma_{\theta\theta} \\ \sigma_{r\theta} \end{bmatrix} = \frac{K_I}{\sqrt{2\pi r}} \cos \frac{\theta}{2} \begin{bmatrix} 1 + \sin^2(\frac{\theta}{2}) \\ \cos^2(\frac{\theta}{2}) \\ \sin(\frac{\theta}{2}) \cos(\frac{\theta}{2}) \end{bmatrix}$	$U_y = \frac{K}{4\mu} \sqrt{\frac{2r}{\pi}} [(\chi + 1) \sin \frac{\theta}{2} - \sin \theta \sin \frac{\theta}{2}]$
$\sigma_z = 0 \quad \text{en contrainte plane ;}$ $\sigma_z = \nu (\sigma_x + \sigma_y) \quad \text{en déformation plane.}$	$\begin{bmatrix} u_r \\ u_\theta \end{bmatrix} = \frac{K_I}{E} \sqrt{\frac{r}{2\pi}} \begin{bmatrix} (1+\nu) \left[(2\chi-1) \cos \frac{\theta}{2} - \cos \frac{3\theta}{2} \right] \\ (1+\nu) \left[-(2\chi-1) \sin \frac{\theta}{2} - \sin \frac{3\theta}{2} \right] \end{bmatrix}$

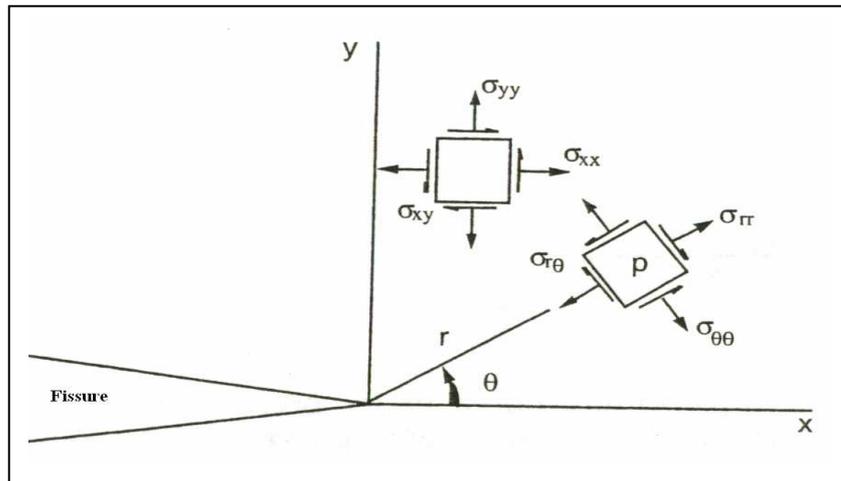


Figure 2.3. Définition des coordonnées en pointe de fissure [41].

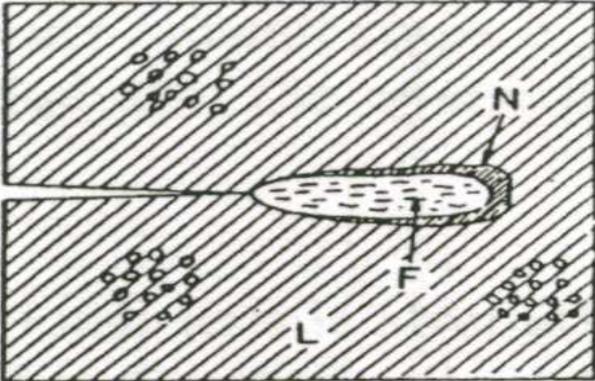
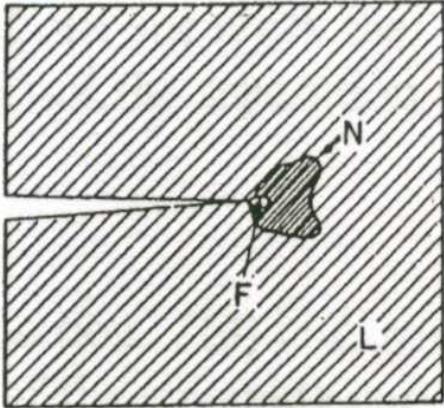
Avec ν : coefficient de Poisson, E : module d'élasticité et $2\mu = \frac{E}{1+\nu}$ (2.1)

En déformation plane $\chi = 3 - 4\nu$; $\frac{\chi-1}{4\mu} = \frac{(1-2\nu)(1+\nu)}{E}$ et $\frac{\chi+1}{2\mu} = \frac{2(1-\nu^2)}{E}$ (2.2)

En contrainte plane $\chi = \frac{3-\nu}{1+\nu}$; $\frac{\chi-1}{4\mu} = \frac{(1-\nu)}{E}$ et $\frac{\chi+1}{2\mu} = \frac{2}{E}$ (2.3)

D'après la mécanique non linéaire de la rupture, les contraintes infinies n'existent pas à la pointe de la fissure (Figures 2.4) car un phénomène d'adoucissement se produit dans les matériaux au voisinage du front de fissure; une déformation plastique dans les métaux [34] et un nuage de microfissuration dans les bétons [42,43] (Tableau 2.2), entourée par une zone singulière non linéaire.

Tableau 2.2. Processus de propagation des fissures dans le béton et le métal [38].

Béton (rupture quasi fragile)	Métal (rupture ductile)
<ol style="list-style-type: none"> 1. Microfissuration répartie sur une zone étendue (20 à 30 cm) en relation probablement avec l'hétérogénéité. 2. Accroissement de la densité des microfissures dans cette même zone. 3. Propagation des microfissures avant celle de la fissure principale (macro- fissure). 	<ol style="list-style-type: none"> 1. Plastification d'une zone de quelques mm au voisinage du fond d'entaille. 2. Extension de la zone plastifiée.
	
L : linéaire ; N : non linéaire, F : fissures	

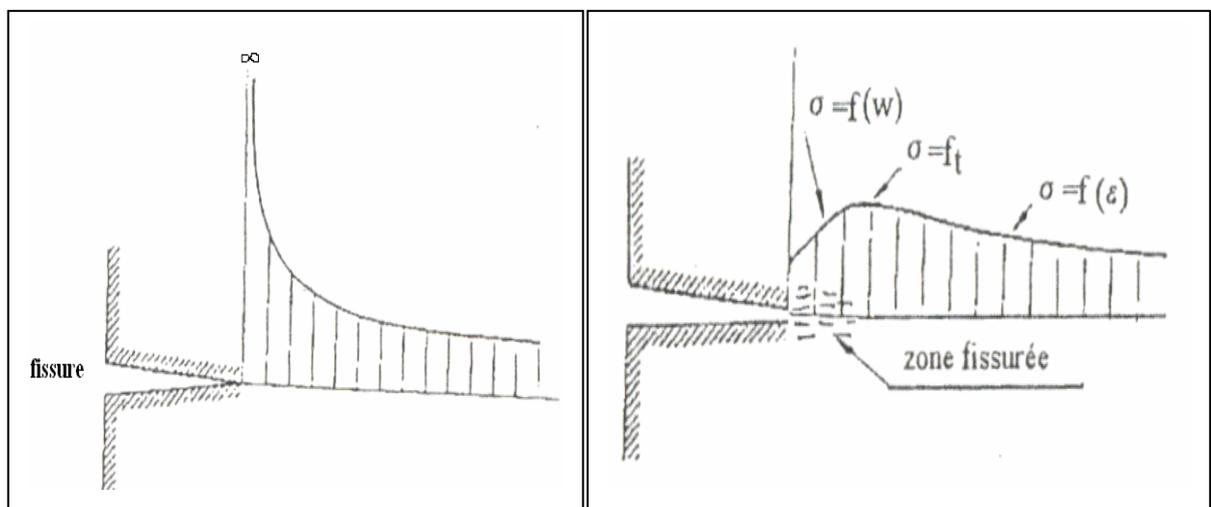


Figure 2.4. Répartition des contraintes au fond de fissure selon la MLER et la MNLR [44].

L'application de la mécanique linéaire élastique de la rupture (MLER) au béton a été essayée la première fois par KAPLAN [45] en 1963. Depuis lors, un grand nombre d'essais ont été effectués pour examiner l'applicabilité de MLER au béton [46-53]. Les résultats de ces expériences montrent que, lorsque la résistance de rupture (K_{IC}) est évaluée à partir des éprouvettes entaillées en utilisant MLER, l'effet de taille est significatif. Et pour que ce modèle puisse être valablement appliqué, il faut que les dimensions de l'éprouvette soient grandes par rapport à celle de la zone micro-fissurée (hauteur minimale de la poutre égale 1m) [38, 54]. L'effet de taille a été attribué à la progression de la fissure lente non-linéaire (ou zone du processus de rupture) qui se produit avant la charge maximale.

Le paramètre K_I peut être également utilisés pour l'analyse de la rupture à la fatigue des matériaux homogènes élastiques fragiles (acier à haute résistance et verre). Cependant les résultats obtenus pour les matériaux hétérogènes et anisotropes comme le béton et le bois sont divergents du fait de la forte hétérogénéité de ces matériaux [38].

2.4.3. Théorie énergétique de la rupture

GRIFFITH [41] a étudié la propagation des fissures en utilisant l'approche énergétique dans les matériaux fragiles. Il a considéré que la rupture est consommatrice d'énergie proportionnelle à l'aire créée. Cette énergie est appelée énergie de surface γ_s . Pour tenir compte de la déformation plastique (ou de la microfissuration) qui se développe avant la propagation de la fissure principale, l'énergie de surface γ_s est additionnée à une énergie γ et l'énergie critique G_C s'écrit :

$$G_C = 2(\gamma_s + \gamma) \quad (2.4)$$

G_C est appelée taux de restitution d'énergie critique ; il est considéré comme un paramètre intrinsèque du matériau.

$$\text{Le critère de propagation, est donnée par : } G = -\frac{1}{B} \cdot \frac{d(U_L + U_E)}{da} < G_C. \quad (2.5)$$

G : taux d'énergie ou énergie d'avancement de la fissure ; égal à l'énergie totale pour un accroissement infinitésimal de la surface de fissure;

U_L : énergie du potentielle du système ; U_E : énergie de déformation ;

B : épaisseur de l'élément ; a : longueur de fissure.

Le tableau 2.3 donne les relations entre le facteur d'intensité de contrainte K_I et l'énergie de rupture G dans le cas des contraintes planes et des déformations planes. Ces résultats montrent qu'il y a équivalence entre l'approche de contraintes et l'approche énergétique. En effet, connaissant la ténacité K_{IC} du matériau, on peut déduire son énergie de rupture critique et vice versa.

Tableau 2.3. Relation entre K et G en mode I et en mode mixte [41].

	Mode I	Mode combiné
G (contrainte plane)	$G = \frac{K_I^2}{E}$	$G = \frac{1}{E} (K_I^2 + K_{II}^2)$
G (déformation plane)	$G = \frac{(1 - \nu^2) K_I^2}{E}$	$G = (K_I^2 + K_{II}^2) \frac{(1 - \nu^2)}{E} + (1 - \nu) K_{III}^2$

D'autres modèles numériques non linéaires avec plus d'un paramètre de rupture ont été développés pour expliquer le processus de rupture du béton (K_I , G_f , CTOD et l_{ch}) ; citons le modèle de HILLERBORG, le modèle de BAZANT, présentés ci-après, le modèle de deux paramètres K_{IC} et CTODc, de JENQ et SHAH [55] et le modèle de la fissure effective de NATALLAMBI et KARIHALOO [56], modèles numériques basés sur le comportement bi-phasique des bétons [57-61]. Les résultats de ces modèles ont montré les limites de l'application de la MLER dans l'étude des bétons et des matériaux composites.

2.4.4. Modèle de la fissure fictive (F.C.M) de HILLERBORG

HILLERBORG et al [38, 62, 63], ont proposé un modèle appelé « fictitious crack model ». L'énergie de rupture G_f , la résistance à la traction f_t et la forme de la courbe contrainte-ouverture de fissure (σ -COD) sont les paramètres importants de ce modèle. Dans ce modèle, la zone microfissurée est représentée comme une prolongation fictive de la fissure réelle (Figure 2.5). L'ouverture de cette fissure fictive w varie de 0 (fond de fissure fictive) à w_{max} (fond de fissure réelle). La variation de la contrainte dans cette zone microfissurée est représentée en fonction de w (Figure 2.5.a). L'aire sous cette courbe (σ - w) est l'énergie de rupture G_F . C'est une propriété intrinsèque du matériau [64, 65]. La contrainte et l'énergie de rupture dans cette zone s'écrit :

$$\sigma = f_t \left(1 - \frac{w}{w_{max}}\right) \text{ et } G_F = \int_0^{w_{max}} \sigma(w) \cdot d(w) \quad (2.6)$$

Cette courbe caractéristique du matériau peut, en première approximation, être modélisée par une fonction linéaire dont l'énergie de rupture est $G_F = \frac{1}{2} w_{\max} f_t$ (Figure 2.5.b). Au delà de la zone microfissurée, la contrainte est donnée par la solution élastique compte tenue de la courbe effort déformation du béton (Figure 2.5.c).

Cette courbe peut être aussi représentée par une fonction bilinéaire (Figure 2.6) ou exponentielle avec une énergie de rupture constante. Ces derniers donnent des résultats plus précis par rapport à la fonction linéaire. Les paramètres de ces fonctions sont déterminés expérimentalement par l'essai de flexion trois points des poutres entaillées et l'essai Brésilien de fendage [66].

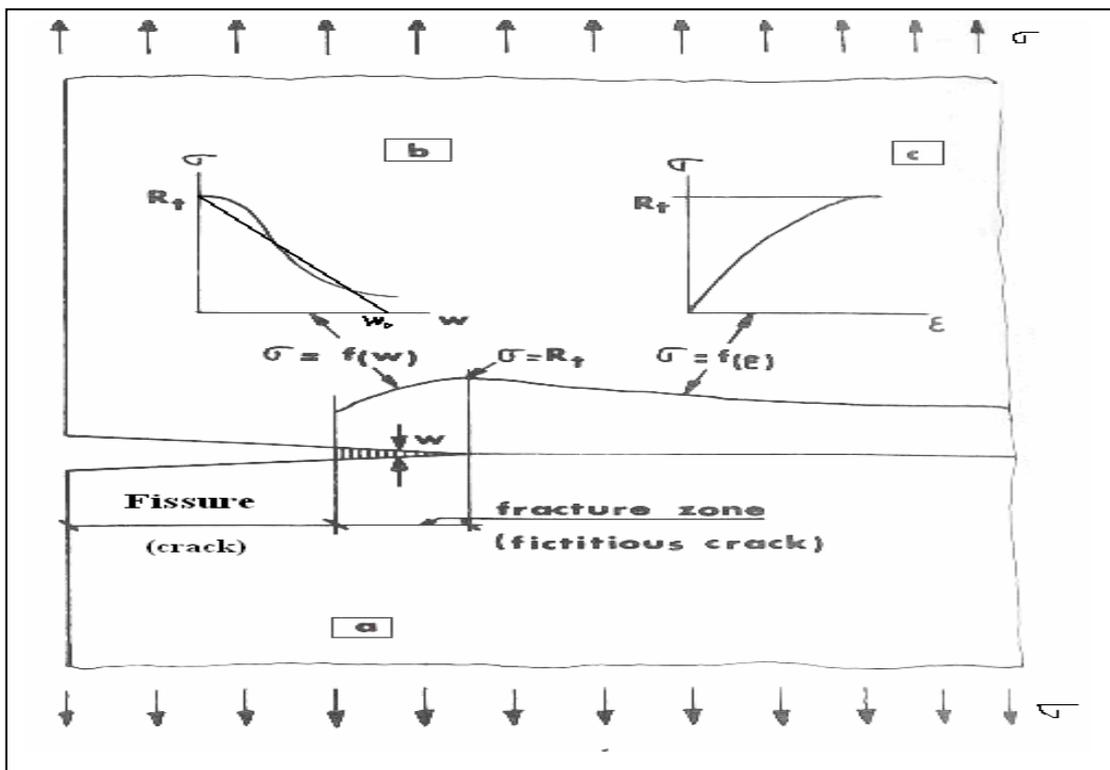


Figure 2.5. Modèle F.C.M de HILLERBORG [38].

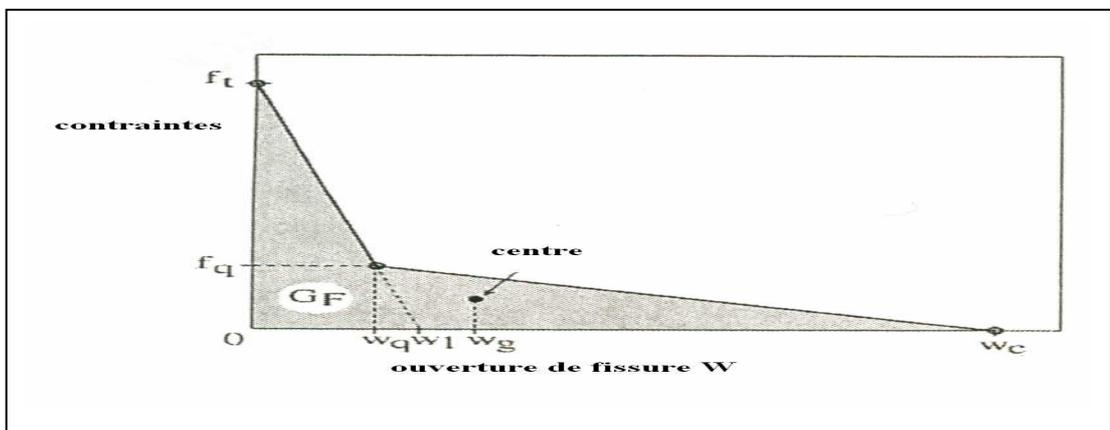


Figure 2.6. Paramètres de la fonction bilinéaire d'ouverture de fissure [66].

La fonction bilinéaire peut prendre les paramètres suivants :

$$f_q = \frac{1}{3} f_t, w_q = \frac{2 \cdot G_F}{f_t} \text{ et } w_c = \frac{3 \cdot 6 \cdot G_F}{f_t} \quad (2.7)$$

Ce modèle est très utilisé dans la modélisation numérique de rupture du béton par éléments finis. Il permet de définir une caractéristique appelée la longueur caractéristique :

$$l_{ch} = \frac{w_l}{\varepsilon_l} = \frac{E \cdot G_F}{f_t^2} = \left(\frac{K_{IC}}{f_t} \right)^2 \quad (2.8)$$

Avec ε_l : déformation élastique en rupture par traction (limite élastique).

La longueur caractéristique caractérise physiquement la fragilité du béton : plus la longueur caractéristique (l_{ch}) est petite, plus le matériau est plus fragile.

2.4.5. Modèle de la bande fissurée (C.B.M) de BAZANT

BAZANT et al [67-70] ont développé un modèle appelé " Crack Band Model" basé sur le concept de la fissure répartie en bande d'étendue W_c ($W_c = 3$ à $8 d_0$; d_0 étant la dimension maximale des granulats entrant dans la composition du béton) et non sur la fissure discrète (Figure 2.7). Cette bande de microfissures parallèles représente la zone endommagée ou perturbée du béton. Dans l'analyse numérique par éléments finis, une énergie de rupture constante G_F est imposée à la bande fissurée afin d'obtenir la solution [71-72]. La loi de comportement de cette bande microfissurée prend la courbe réelle du matériau (σ - ε) obtenue par l'essai de traction uni-axiale. La Figure 2.8 montre une approximation linéaire de cette courbe. Les résultats de ce modèle montrent que le modèle de HILLERBORG est un cas particulier du modèle de BAZANT [55] lorsque W_c tend vers zéro.

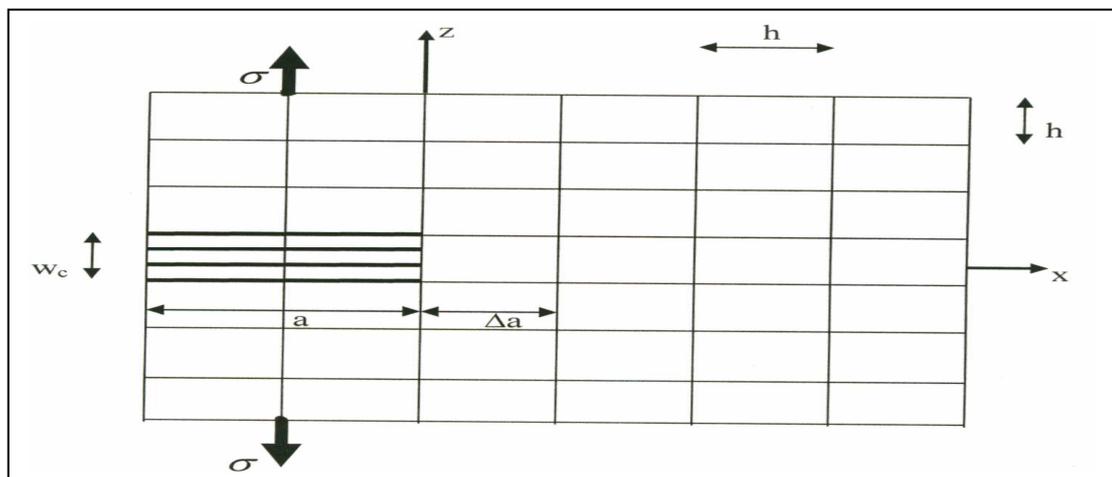


Figure 2.7. Maillage de la bande fissurée [71]

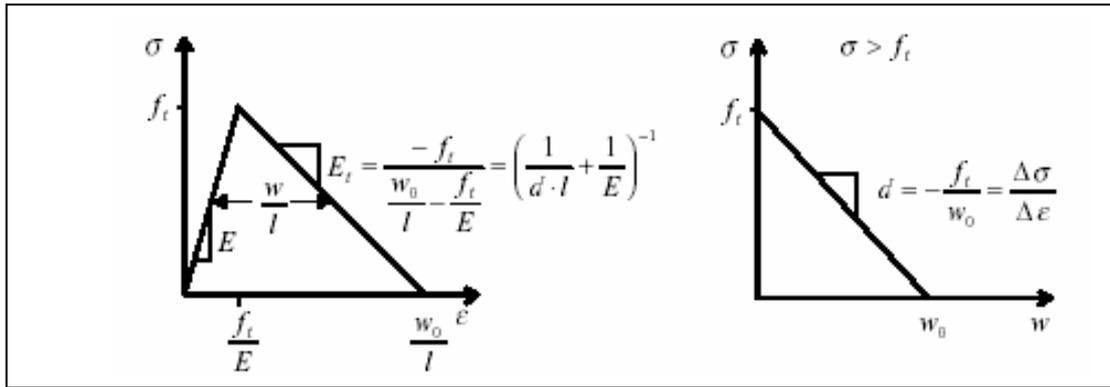


Figure 2.8. Contrainte – déformation uni- axiale utilisée dans le modèle CBM [71].

BAZANT et al [72, 73], ont constaté qu'avec l'augmentation des dimensions des échantillons (avec des rapports similaires de $\frac{a}{h}$ et $\frac{L}{h}$; L, h et a sont, respectivement, la longueur de l'éprouvette, la hauteur de l'éprouvette et la longueur de l'entaille) la force de rupture augmente, la contrainte nominale σ_N obtenue diminue et l'énergie de rupture reste constante. Cela a été expliqué par l'effet d'échelle comme le montre la figure 2.9 qui relie la contrainte nominale avec les dimensions des échantillons. Les deux lignes se coupent à

$$l'abscisse d/d_0. \text{ La contrainte nominale : } \sigma_N = \frac{B \cdot f_u}{\sqrt{1 + \beta}} \text{ et } \beta = \frac{d}{d_0} \quad (2.9)$$

B est un paramètre géométrique et d_0 est une dimension caractéristique.

f_u : Résistance du matériau, qui est dans ce cas la résistance à la traction f_t ($f_u = f_t$).

d_0 et Bf_t sont obtenus par régression linéaire.

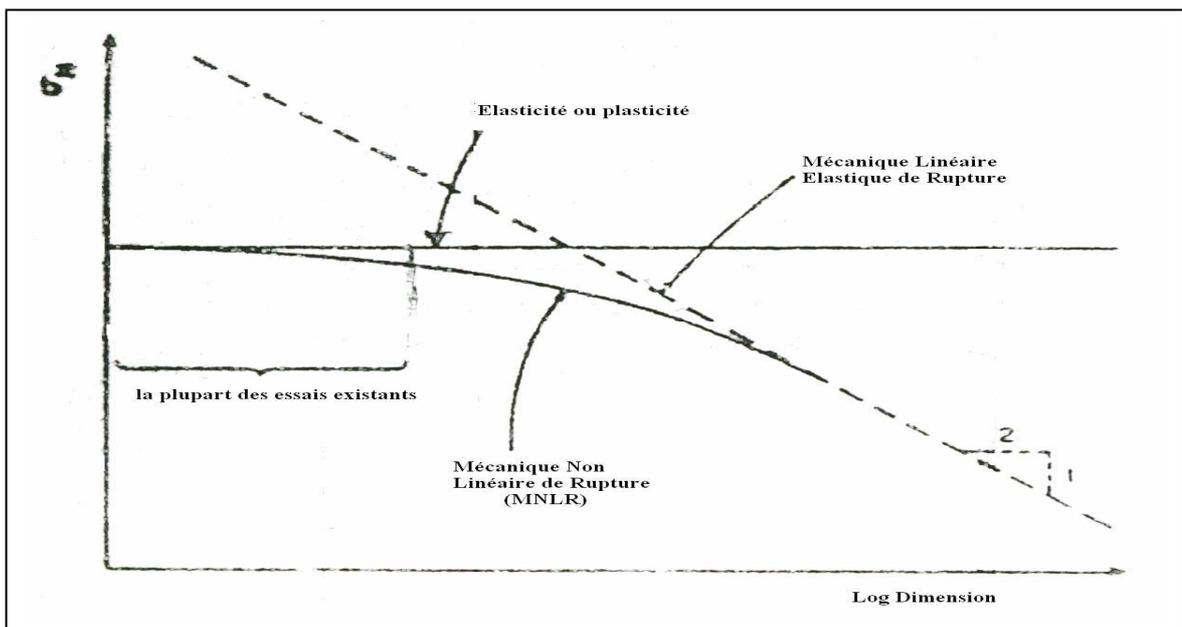


Figure 2.9. Loi d'effet d'échelle de BAZANT [73].

Cette figure montre clairement les domaines d'application des différentes mécaniques ; la mécanique linéaire élastique de la rupture convient mieux avec les échantillons de grandes dimensions et des ouvrages massifs.

2.5. Essais de la mécanique de rupture sur béton

Les essais de la mécanique de la rupture sont à déplacement contrôlé. Les courbes complètes chargement - ouverture de fissure ou chargement flèche permettant de déterminer l'énergie du rupture sont obtenus en utilisant un extensomètre ou un LVDT [74-75]. Le facteur d'intensité de contrainte critique K_{IC} est généralement calculé à partir de l'énergie du rupture ou numériquement. Cependant, des formules analytiques ont été proposées pour un nombre d'essais. Le calcul des paramètres K_{IC} et du $CTOD_C$ permet de déterminer les contraintes nominales critiques et la longueur effective de la fissure a_c . L'entaille peut être réalisée par deux méthodes ; par sciage (à l'eau) avec une scie diamantée sur béton durci ou par insertion des plaques lors de coulage.

La vitesse de déplacement des appuis (ou de chargement) est très faible. YINGWU et al [76] ont étudié une série des vitesses de chargement sur la réponse (Figure 2.10). Il semble à priori que la vitesse de chargement n'a pas une influence important sur les résultats.

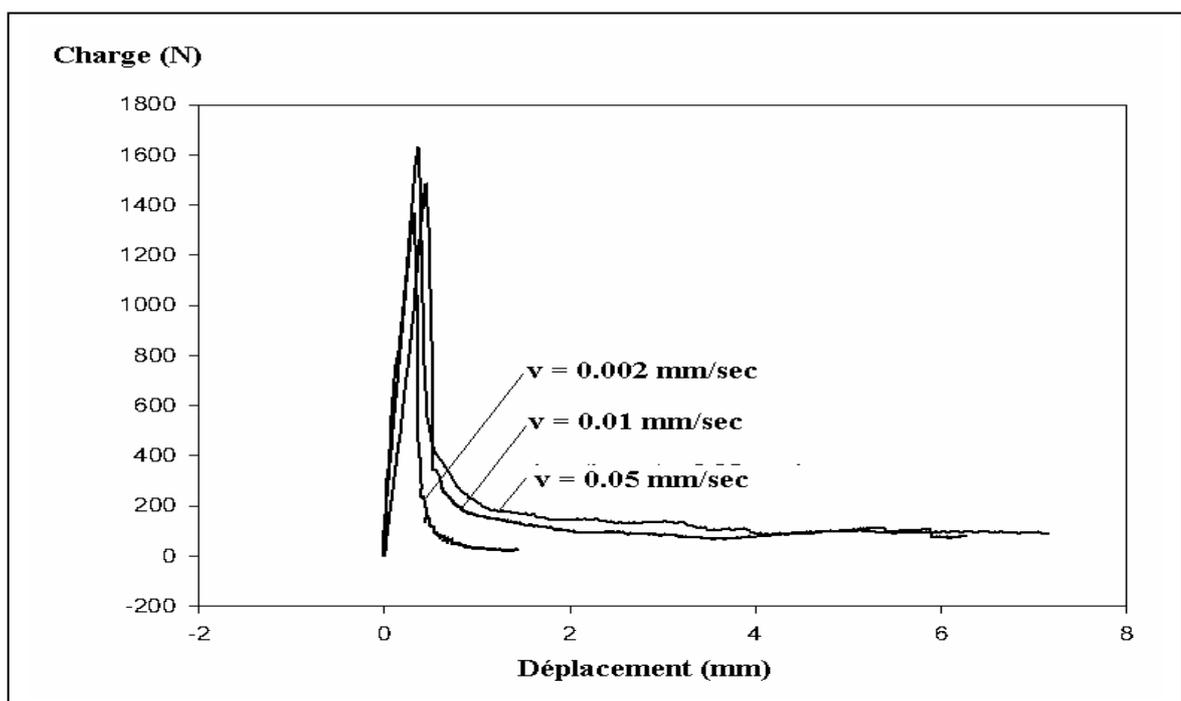


Figure 2.10. Courbes force- flèche à différentes vitesses de chargement [76].

2.5.1. Essai de flexion trois points

L'essai de flexion trois points est le plus utilisé dans l'analyse de la propagation des fissures des bétons et mortiers. L'énergie de rupture est égale à l'aire sous la courbe contrainte- ouverture de fissure ($\sigma-w$) (Figure 2.6) ou déduite à partir de la courbe charge-déflexion (Figure 2.11). Elle est définie comme l'énergie requise pour créer une unité d'aire d'une fissure continue.

Le tableau 2.2 résume quelques formules pour calculer le facteur d'intensité de contrainte et l'ouverture des fissures en fonction de la profondeur de fissure ($\alpha=a/d$ ou a/h) et la longueur d'appuis ($\beta=L/d$ ou L/h).

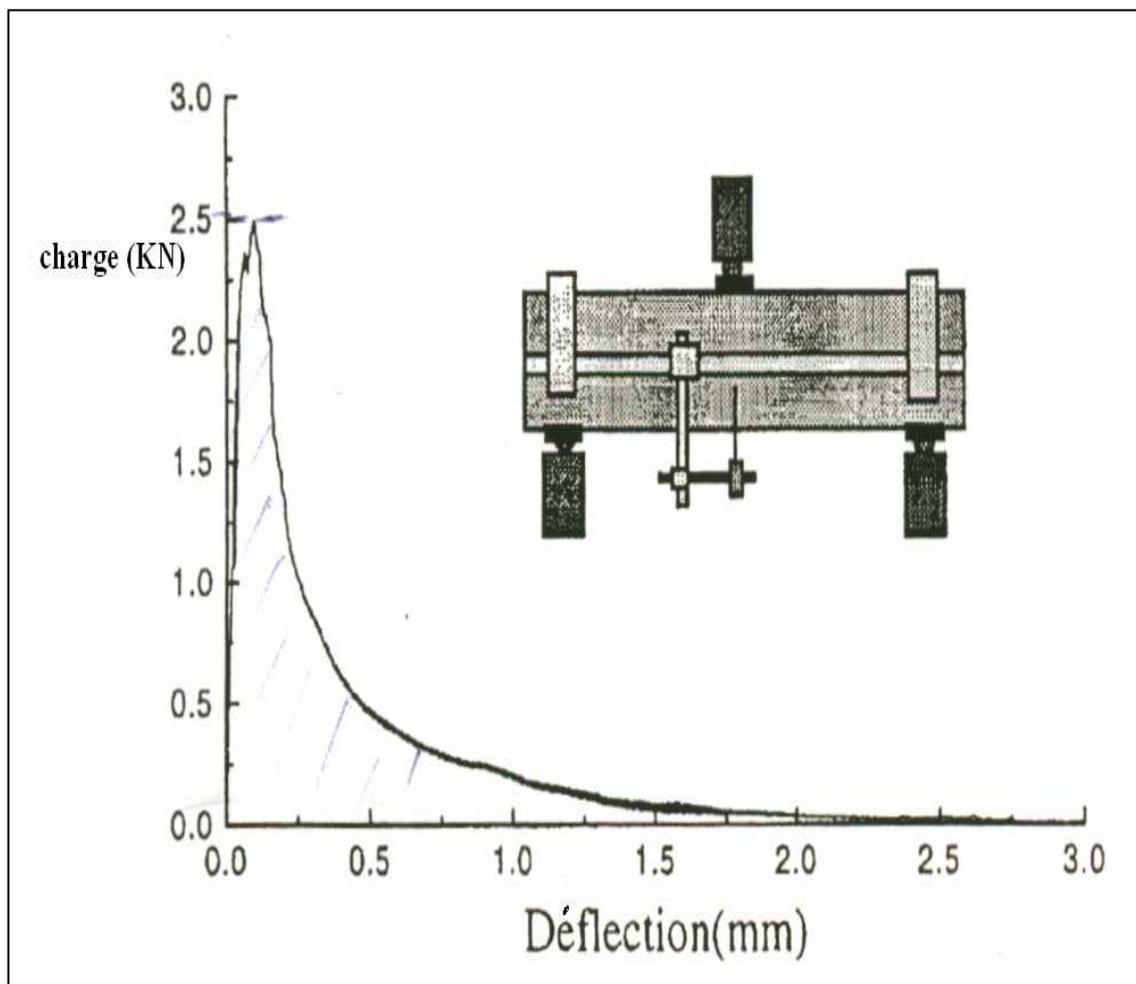


Figure 2.11. Courbe charge- déflexion de l'essai de flexion trois points [41].

Tableau 2.4. Formules analytique de K_{IC} et $CMOD_c$ pour différents $\alpha=a/d$ et $\beta=L/d$.

Référence	Rapport L/d	K_{IC} et $CMOD_c$
GUINEA et al [77]	$\frac{L}{d} = 4$	$K_{IC} = K \cdot \sigma_N \cdot \sqrt{d} ; CMOD_c = \frac{4 \cdot \sigma_N \cdot a}{E'} \cdot \zeta ; \sigma_N = \frac{6 \cdot M}{b \cdot d^2}$ $K = \frac{\sqrt{a}}{(1-a)^{3/2} \cdot (1+3a)} \left[p + \frac{4}{a} \cdot (q-p) \right]$ K : fonction de forme pour K_{IC} : $0.4 \leq \alpha = \frac{a}{d} \leq 0.7$ et pour $CMOD_c$: $0 \leq \alpha \leq 1$ et $\beta = \frac{L}{d} \geq 2.5$ $p = 1.99 + 0.83\alpha - 0.31\alpha^2 + 0.14\alpha^3 ; E' = \frac{E}{(1-2\nu)}$ $q = 1.9 + 0.41\alpha + 0.51\alpha^2 - 0.17\alpha^3 ; E = \frac{6 \cdot L \cdot a \cdot \phi}{C_i \cdot d^2 \cdot b}$ $\zeta = 0.8 - 1.7\alpha + 2.4\alpha^2 + \frac{0.66}{(1-\alpha)^2} + \frac{4}{\beta} (-0.04 - 0.58\alpha + 1.47\alpha^2 - 2.04\alpha^3)$ $\Phi(\alpha) = 0.76 - 2.28\alpha + 3.87\alpha^2 - 2.04\alpha^3 + \frac{0.66}{(1-\alpha)^2}$
TADA et al [78]	$\frac{L}{d} = 2.5$	$K_I = \sigma_N \sqrt{\pi a} N(\alpha) ; CMOD = \frac{4a\sigma_N}{E} V(\alpha) ; \sigma_N = \frac{3PL}{2bd^2}$ $N(\alpha) = \frac{1}{\sqrt{\pi}} \frac{1.83 - 1.65\alpha + 4.76\alpha^2 - 5.3\alpha^3 + 2.51\alpha^4}{(1+2\alpha)(1-\alpha)^{3/2}}$ $V(\alpha) = 0.65 - 1.88\alpha + 3.02\alpha^2 - 2.69\alpha^3 + \frac{0.68}{(1-\alpha)^2}$
	$\frac{L}{d} = 5$	$K_I = \sigma \sqrt{\pi a} f(\alpha) \quad \sigma = \frac{6M}{b^2} ; M = \frac{PL}{4}$ $f(\alpha) = 1.09 - 1.735\alpha + 8.20\alpha^2 - 14.18\alpha^3 + 14.56\alpha^4$
MLER [55]	$\frac{L}{d} = 4$	$K_I = \frac{6P}{bd} \sqrt{\pi a} F(\alpha) ; CMOD = \frac{24Pa}{bdE} V(\alpha) ;$ $F(\alpha) = \frac{1}{\sqrt{\pi}} \cdot \frac{1.99 - \alpha(1-\alpha)(2.15 - 3.93\alpha + 2.7\alpha^2)}{(1+2\alpha)(1-\alpha)^{3/2}}$ $V(\alpha) = 0.76 - 2.28\alpha + 3.87\alpha^2 - 2.04\alpha^3 + \frac{0.66}{(1-\alpha)^2}$
	$\frac{L}{d} = 8$	$F(\alpha) = 1.106 - 1.552\alpha + 7.71\alpha^2 - 13.53\alpha^3 + 14.23\alpha^4$

Avec : ν Coefficient de poisson égal à 0.2 pour le béton ;

C_i : Compliance initiale calculée à partir de la branche descendante de la courbe P-CMOD,

M, b et d sont le moment à mi-portée de la poutre, la largeur et la hauteur de la poutre.

L : longueur d'appuis ; a : longueur initiale de la fissure.

2.5.2. Essai de traction directe

Cet essai est peu utilisé pour décrire la propagation des fissures dans le béton car il est coûteux et présente quelques difficultés [44]. La figure 2.12 présente un schéma de montage expérimental de l'essai de traction uni-axial. L'essai a été conçu au LCPC (en France) et est proposé dans les recommandations françaises et internationales [79].

Les équations du facteur d'intensité de contrainte (K_I) et d'ouverture de fissure (CMOD) selon la mécanique linéaire de la rupture (MLER) pour l'essai de traction directe sont : [55]

$$K_I = \sigma \sqrt{\pi a} (1 + 0.122 \cos^4 B) \sqrt{\frac{\tan B}{B}} \quad (2.15)$$

$$CMOD = \frac{4\sigma a}{E} \cdot \frac{1}{B} (0.459 \sin B - 0.065 \sin^2 B - 0.007 \sin^3 B + \cosh^{-1}(\sec B)) \quad (2.16)$$

$B = \frac{\pi a}{2b}$; a est la longueur de l'entaille et b est le demi largeur de l'échantillon.

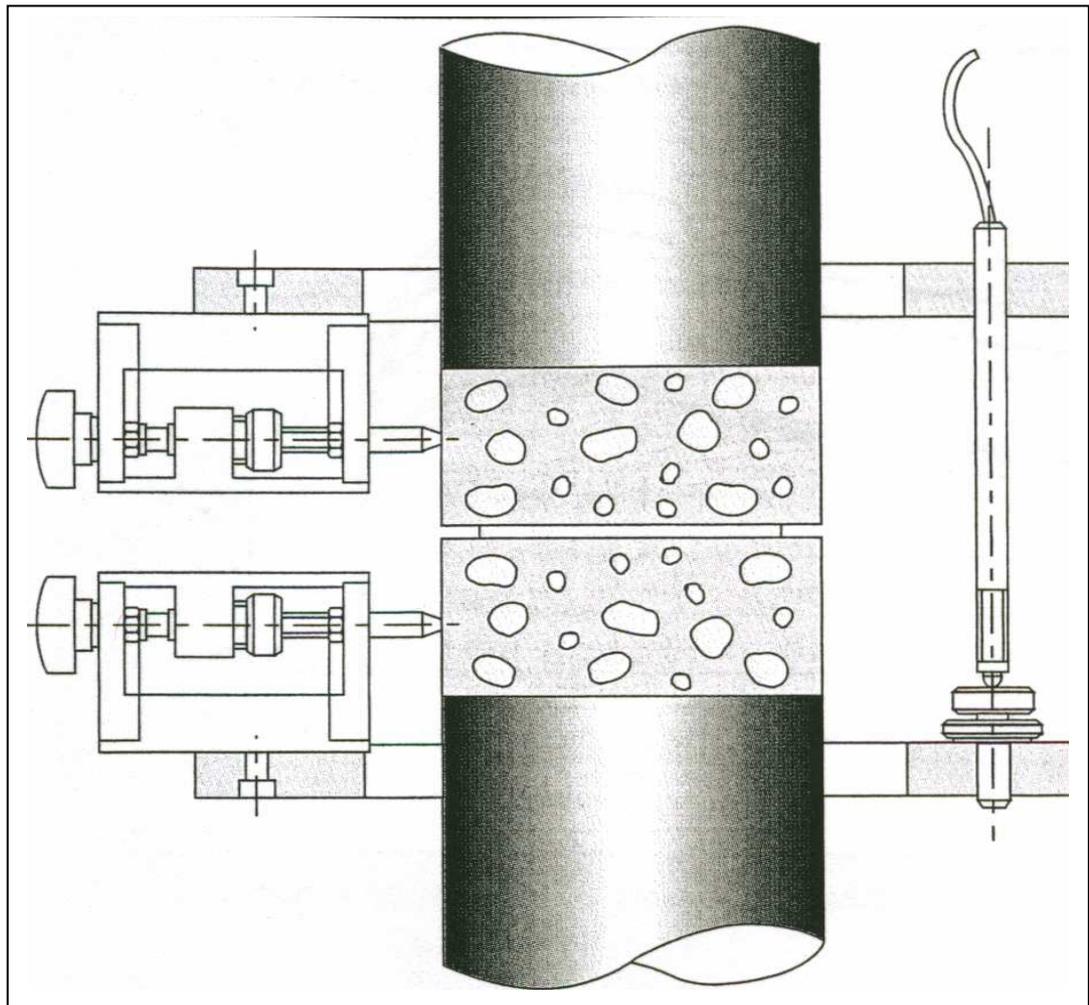


Figure 2.12. Montage expérimental de l'extensomètre dans l'essai de traction directe [79].

2.5.3. Essai de fendage (W.S.T Wedge Splitting Test)

L'essai W.S.T a été proposé par LINSBAUER et TSCHEGG en 1986. Le dispositif de chargement de l'essai WST permet de calculer l'ouverture critique des fissures [80]. Il est composé de cales et de rouleaux, comme le montre la figure 2.13. Les cales sont serrées entre les rouleaux afin de couper l'éprouvette en moitiés. Durant le test, la force verticale (F_v) et les ouvertures des lèvres de la fissure (CMOD) seront mesurées. Le CMOD se mesure à l'aide d'un « clip gauge » fixé au niveau où la force de coupure agit sur l'échantillon, c.-à-d., au niveau des axes des rouleaux et la force horizontale de coupure (F_s) appliquée sur l'éprouvette se détermine par la formule suivante :

$$F_s = \frac{F_v}{2 \cdot \text{tg } \alpha} , (\alpha \approx 15^\circ) \quad (2.17)$$

Cet essai a deux avantages importantes par rapport à l'essai de flexion trois points ; il est plus représentatif car la taille de l'éprouvette est plus grande à celle de la zone microfissurée d'une part et plus économique du point vu de l'utilisation du matériau d'autre part. Cependant l'essai W.S.T nécessite un équipement plus onéreux.

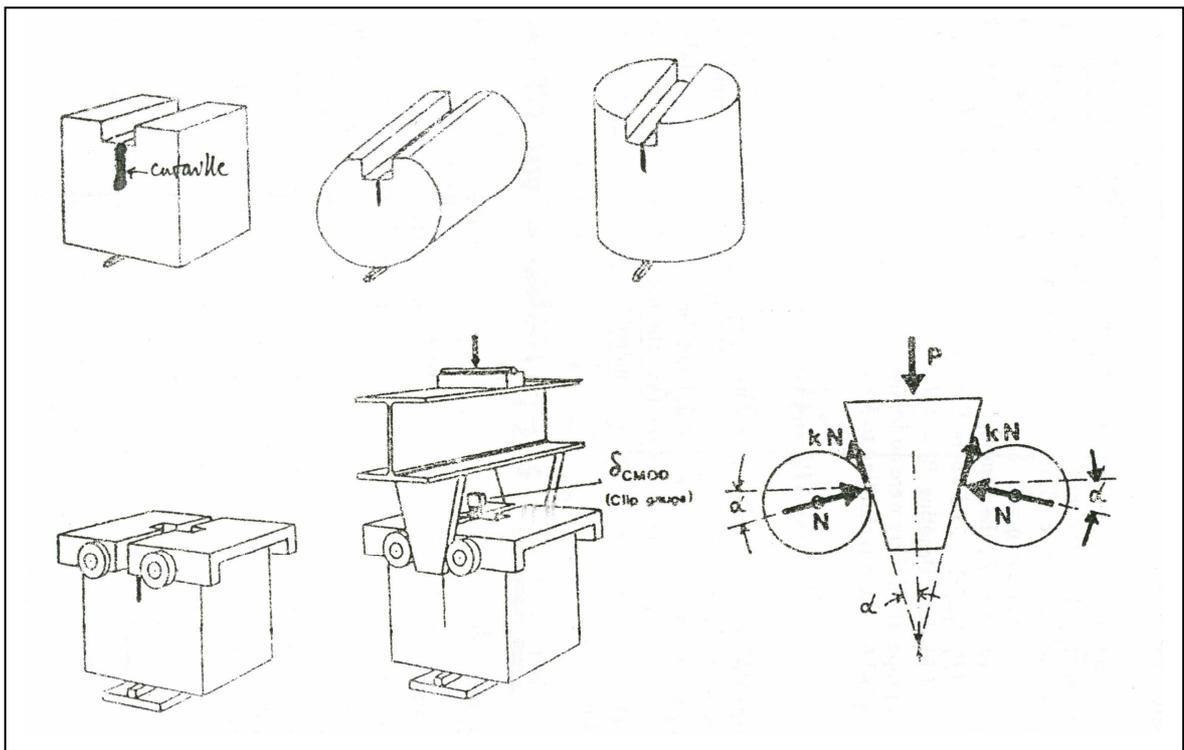


Figure 2.13. Essai W.S.T (formes des éprouvettes et mode de chargement) [80].

Il existe d'autres essais comme l'essai de traction compact (Compact Tension), l'essai poutre double cantilever (Double Cantilever Beam) et l'essai de compression excentré [81].

2.6. Facteurs influençant la résistance à la propagation de fissures dans le béton

2.6.1. Introduction

La propagation des fissures dans le béton est influencée par beaucoup de facteurs tels que les dimensions de l'éprouvette, la longueur de l'entaille et la composition du béton ; la nature et les dimensions des granulats, le type du ciment, l'ajout des armatures ou des fibres et la température [56].

2.6.2. Influence des dimensions des éprouvettes (effet d'échelle)

LE BELLEGO et al [82], ont étudié la propagation des fissures sur des poutres entaillées en flexion trois points de différentes hauteurs (Figure 2.14). La figure 2.16 montre les différentes courbes forces- flèches pour les trois tailles testées. Ils ont constaté que la charge et la flèche augmentent avec l'augmentation des dimensions de la poutre. Cela est dû probablement à l'augmentation du ligament non fissuré (la distance entre le point d'application de la charge et la pointe de la fissure ou $D-a$) et par conséquent l'augmentation de l'inertie de la poutre. Cependant, la rupture des matériaux semi fragiles, testé par l'essai trois points, passe du comportement ductile au comportement fragile dû à l'augmentation des tailles des éprouvettes [82].

Des résultats similaires ont été obtenus par WITTMANN [83] sur des éprouvettes de différentes tailles par l'essai CT (compact tension, Figure 2.15) de rapport $D/a = 2.5$ et par FELIX [84] en flexion trois points avec un rapport $D/a = 4$ sur les courbes charge-ouverture de fissure (P- CMOD).

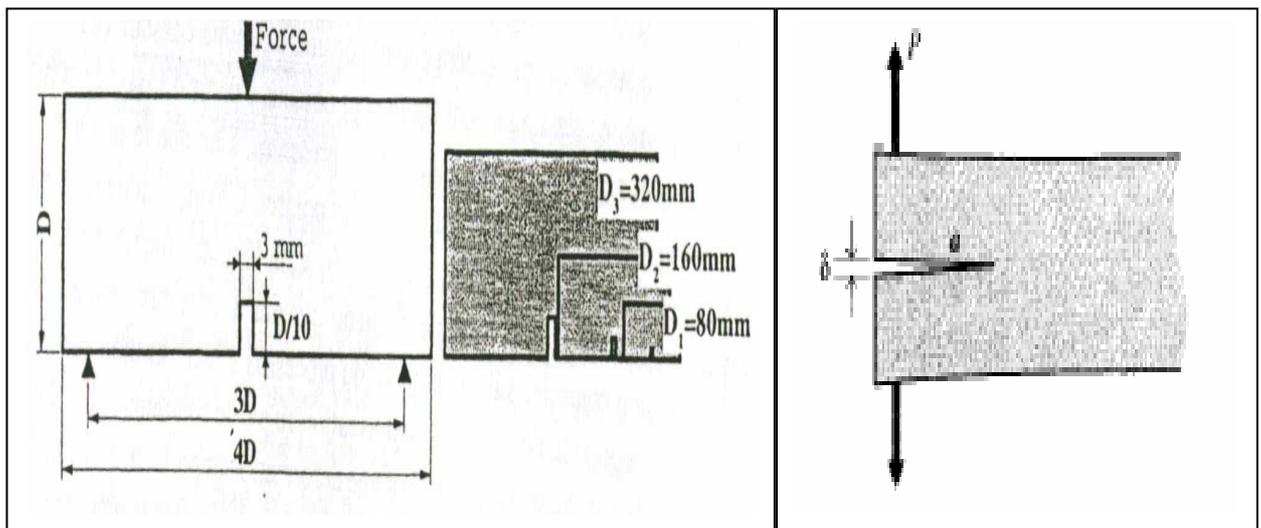


Figure 2.14. Géométries des poutres entaillées en flexion trois points [82].

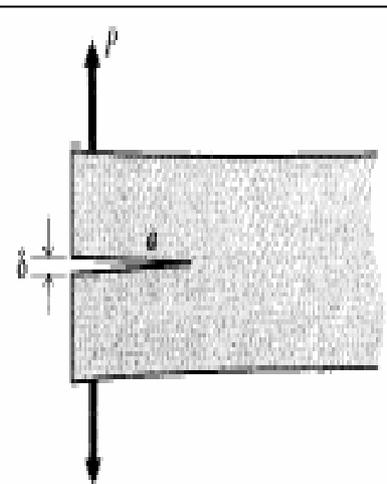


Figure 2.15. Essai de traction compact C.T [83].

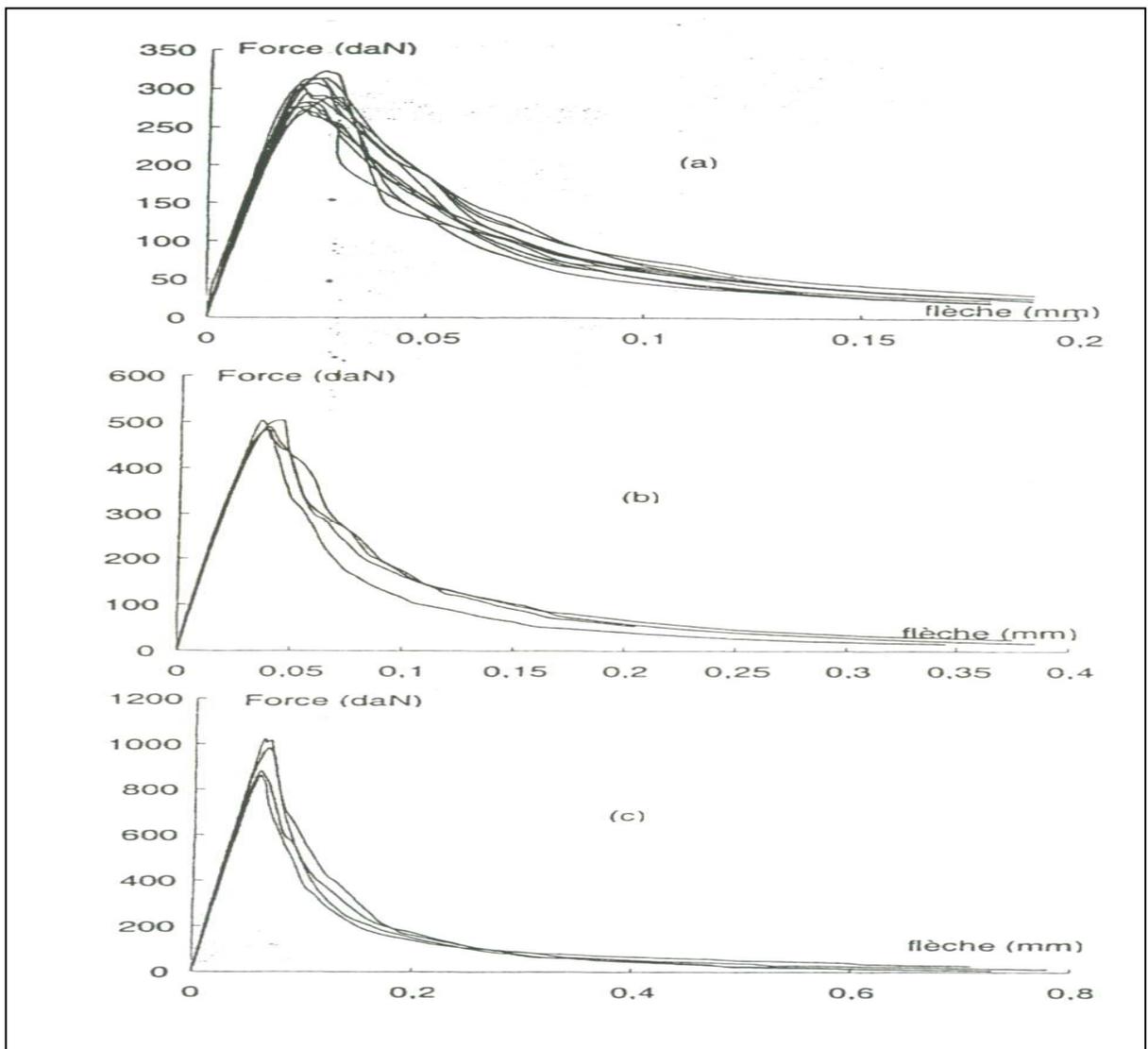


Figure 2.16. Résultats d'essais de flexion trois points a) D₁ b) D₂ c) D₃ [82].

2.6.2. Influence de l'entaille

L'effet de la taille initiale de la fissure (entaille) a été étudié par SAMEER et al [54]. Les auteurs ont utilisés l'essai de flexion trois points et la figure 2.17 est une synthèse des résultats trouvés. On remarque que la poutre de faible longueur initiale d'entaille supporte plus de charge et par conséquent résiste mieux à la rupture que la poutre ayant une entaille plus profonde.

KARIHALOO et al [85], ont étudié l'effet de l'entaille en variant le rapport α ($\alpha = \frac{a}{d}$). Ils ont constaté que l'énergie de rupture diminue avec l'augmentation du rapport α . La figure 2.18 donne une variation maximale, moyenne et minimale de l'énergie de

rupture G_f en fonction de rapport α déterminé sur un nombre d'échantillons de différentes compositions.

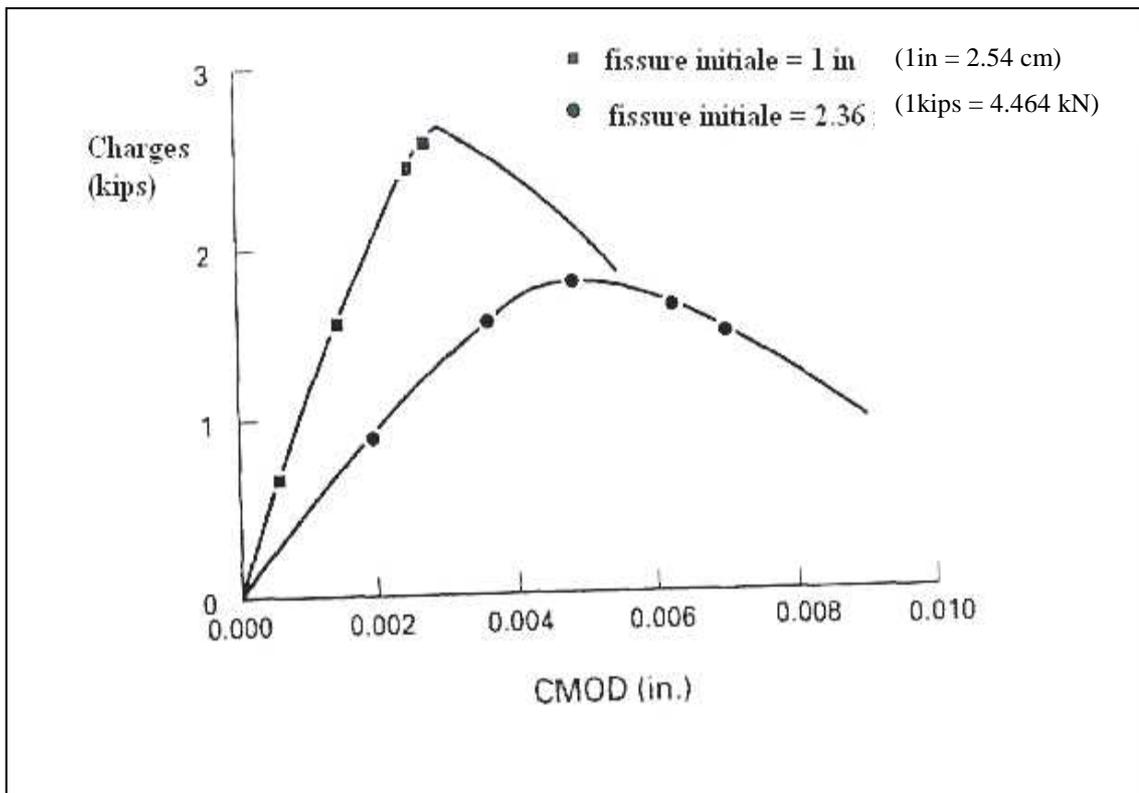


Figure 2. 17. Effet d'entaille sur l'énergie de rupture [54].

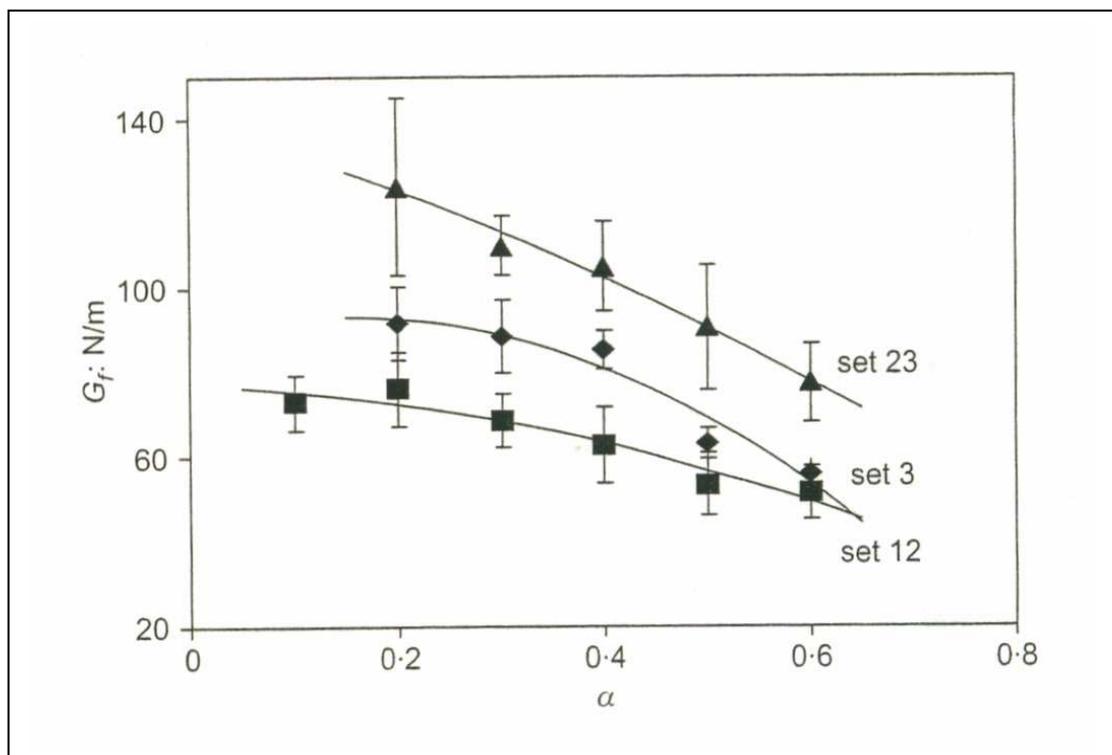


Figure 2.18. Variation de G_f en fonction du rapport α [85].

2.6.3. Influence des granulats

Pour apprécier globalement le rôle des granulats vis-à-vis de la propagation de fissure, le mieux est de comparer les résistances à la propagation de fissure de la pâte de ciment, du mortier et du béton (tableau 2.3). L'énergie de rupture a été déterminé par les courbes effort- déformation et la valeur de K_{IC} est calculée en contrainte plane par :

$$K_{IC}^2 = E \cdot G_f \quad (2.37)$$

Tableau 2.5. Propriétés de la mécanique de la rupture de la pâte, mortier et béton [38]

Matériaux	R_T (MPa)	E (MPa)	K_{IC} (MPa \sqrt{mm})	G_f (N/m)	L_{ch} (cm)
Pâte	5.5	21600	14.23	9.3	10
Mortier	3.5	29200	41.11	59.5	14
béton	3.5	29200	56.92	108	26

Le facteur intensité de contrainte critique K_{IC} du béton est 3 à 4 fois plus grand que celui de la pâte du ciment. L'énergie de rupture du béton est 2 fois plus grande que celle du mortier, laquelle est 6 fois supérieure à celle de la pâte de ciment. Ces différences sont attribuées à la présence des granulats. Le facteur intensité de contrainte (ou énergie de rupture) donne une mesure de la fragilité du béton.

KIM et al [80], ont étudié l'effet de la nature du sable sur la rupture du béton par l'essai W S T. Les résultats montrent que la longueur caractéristique L_{ch} n'est pas affectée par la nature du sable. Cependant, l'énergie de rupture est variable ; elle est plus grande dans les bétons avec le sable concassé (calcaire ou granite) que celui du béton avec sable de rivière (Figure 2.19). Cela est dû probablement aux éléments très fins inclus dans le sable concassé et qui tend à créer une cohésion entre la pâte du ciment et les agrégats.

KARIHALOO et al [85], ont étudié l'influence des diamètres des granulats et le rapport longueur d'appuis- hauteur de l'éprouvette (s/w ou L/d) sur l'énergie de rupture. Ils ont constaté que l'énergie G_f augmente avec l'augmentation du diamètre maximal des granulats et diminue avec l'augmentation du rapport longueur / hauteur de l'éprouvette (s/w). La figure 2.20 montre que G_f est de l'ordre de 80 N/m pour les deux cas suivants : d_{max} des granulats de 10 mm avec $s/w=4$ et d_{max} 20 mm avec $s/w=8$.

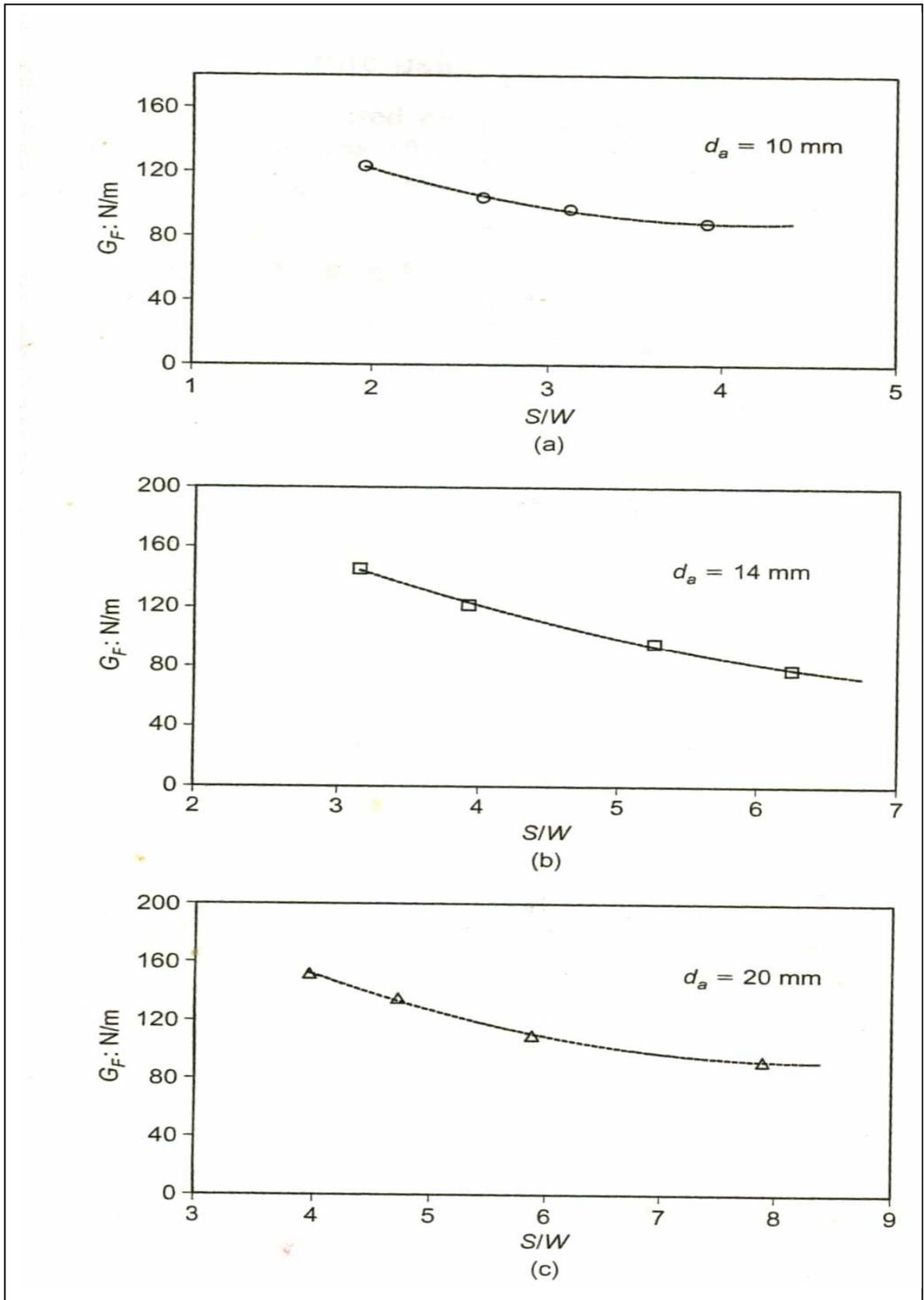


Figure 2.20. Influence des diamètres des granules et de rapport longueur d'appuis- hauteur de l'éprouvette (s/w) sur l'énergie de rupture G_f [85].

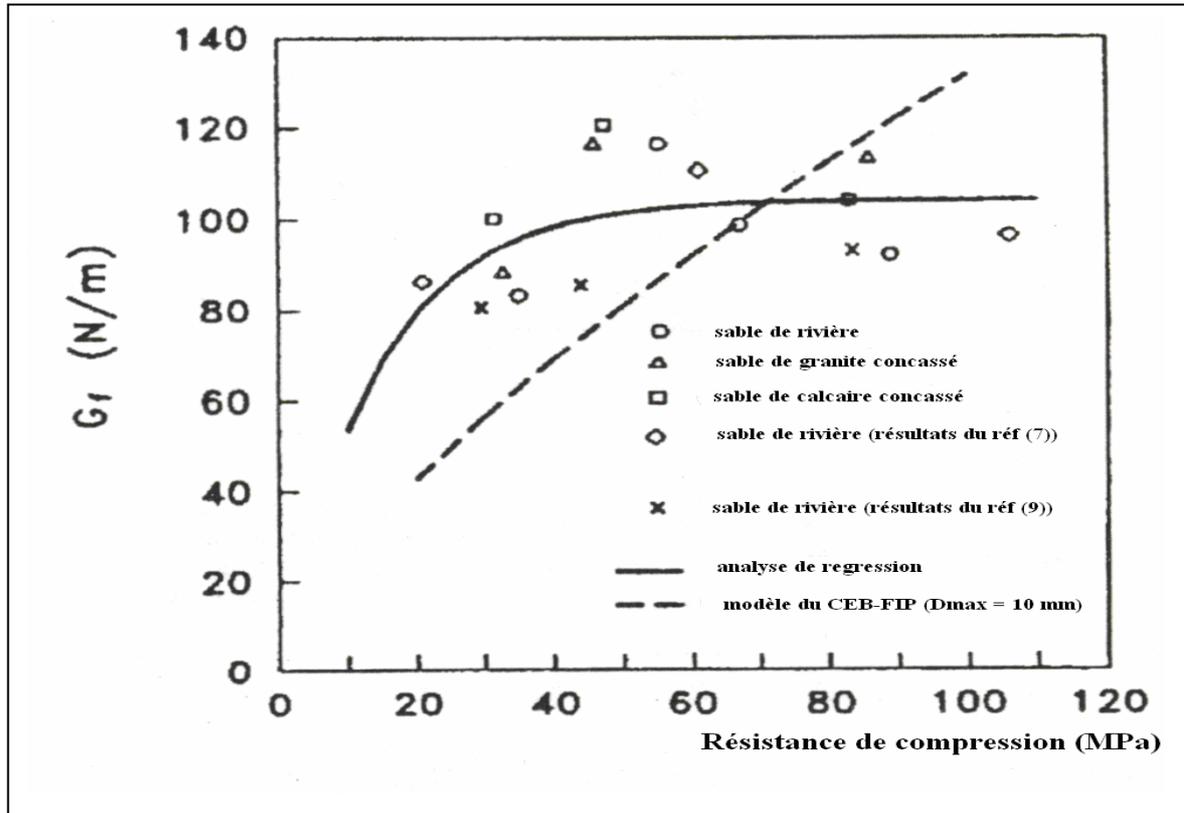


Figure 2.19. Variation de l'énergie de rupture avec la résistance du béton [80].

2.6.4. Influence de l'interface pâte-agrégats

Le béton est réellement un matériau fortement hétérogène puisqu'il est composé d'une matrice (pâte de ciment durcie) et d'inclusions (granulats). L'interface agrégats-matrice (mortier et particules fines) joue un rôle important dans le mécanisme de rupture du béton. Selon la résistance de l'interface agrégats-matrice, la fissure se propage autour des agrégats ou traverse l'agrégat en le cassant en deux [86].

PROKOPSKI et al [87], ont étudié l'influence de l'interface agrégats-pâte de ciment sur la ténacité (valeurs du facteur d'intensité de contrainte et l'ouverture de fissure critiques) du béton. Ils ont montré que cette zone a un effet important sur la propagation des fissures dans le béton. Ils ont constaté que la diminution du K_{IC} et de $CTOD_C$ est de 40 à 60 % si l'adhérence granulats- pâte de ciment est nulle (avec l'utilisation des granulats paraffinés). Ils ont montré aussi que les granulats dolomites adhèrent bien avec la matrice avec ou sans ajout de fumée de silice et donnent une meilleure résistance à la propagation des fissures.

2.6.5. Influence de la résistance du béton

La résistance à la compression du béton et du mortier est le facteur le plus important pour déterminer la qualité de ces derniers. KIM [80] et KARIHALOO [85], ont constaté que l'énergie de rupture et la force de rupture augmentent avec la diminution du rapport E/C. La figure 2.21 montre l'effet de rapport E/C (20 %, 40 % et 60 %) sur les courbes force de rupture- ouverture de fissure de béton de différents sable (calcaire concassé, granite concassé et sable de rivière) obtenues par l'essai WST. Le tableau 2.6 résume la résistance à la compression, l'énergie de rupture et la longueur caractéristique. La figure 2.22 illustre la variation de l'énergie de rupture avec le rapport eau / ciment pour des agrégats concassés et roulés. Les résultats montrent que l'énergie de rupture et la force de rupture sont liées à la résistance mécanique de béton et de mortier et l'importance de ce rapport dans la composition.

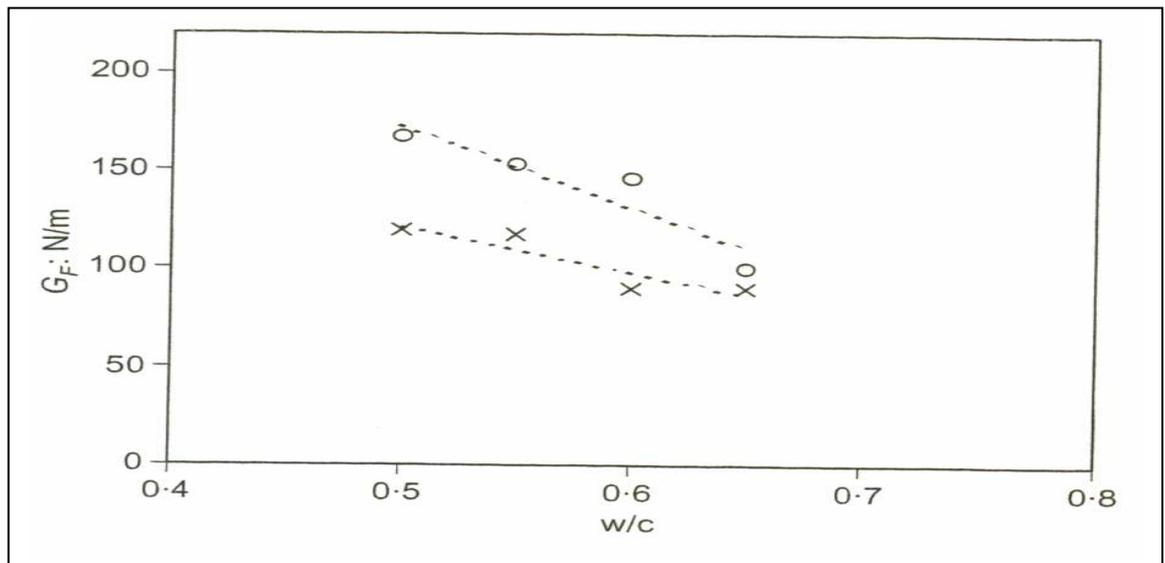


Figure 2.21. Variation de l'énergie de rupture avec le rapport E/C (o granulats roulée, x granulats concassé) [85].

Tableau 2.6. Effet de la résistance sur l'énergie de rupture et la longueur caractéristique [85].

Echantillon	Fc (MPa)	Gf (N/m)	Lch (mm)
L60	31.27	100.15	247.6
L40	47.41	120.45	191.1
L20	82.80	104.09	115.4
G60	32.57	88.29	242.1
G40	45.85	116.14	169.8
G20	85.68	113.06	102.7
R60	34.87	83.32	201.6
R40	55.28	116.36	167.1
R30	66.91	98.74	126.4
R20	88.80	92.56	94.0

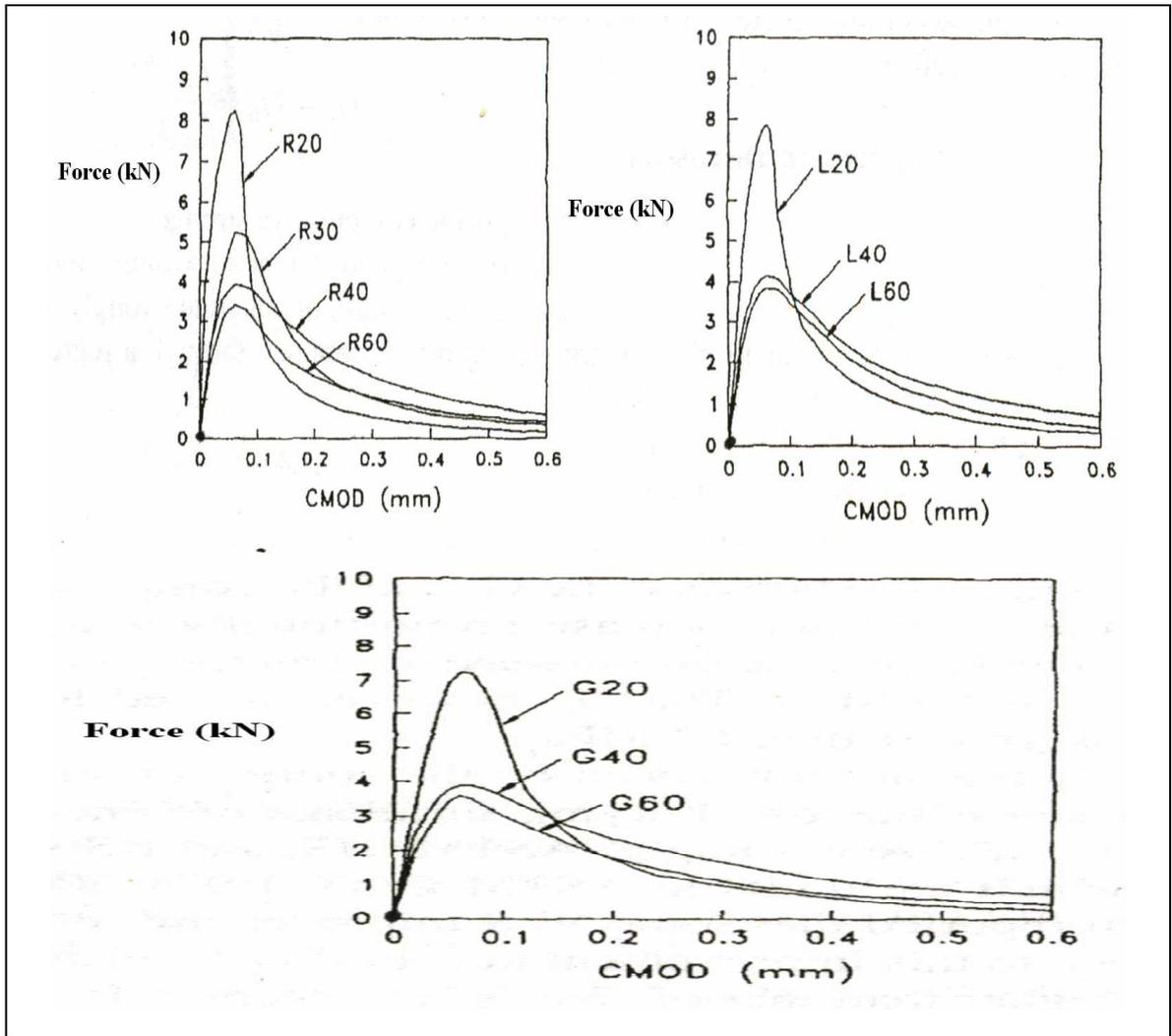


Figure 2.22. Courbes Force –CMOD (L sable calcaire concassé, G granite concassé, R sable de rivière) [80].

ZHANG et al [88], on fait une étude comparative entre le béton à haute résistance (BHR) et le béton ordinaire (BO). Les figures 2.23 et 2.24 présentent respectivement la variation de l'énergie de rupture et de la longueur caractéristique en fonction de la résistance à la compression. Ces figures montrent que l'énergie de rupture augmente avec la résistance à la compression et la longueur caractéristique diminue avec F_c . Ils ont constaté que L_{ch} est de l'ordre de 20 cm dans le BHR et de 30 cm dans le béton ordinaire. Cela montre que le BHR est plus fragile que le béton ordinaire. Ils ont observé que l'extension de la majorité des fissures se fait autour des agrégats dans le BO, et dans le BHR, les fissures traversent les agrégats.

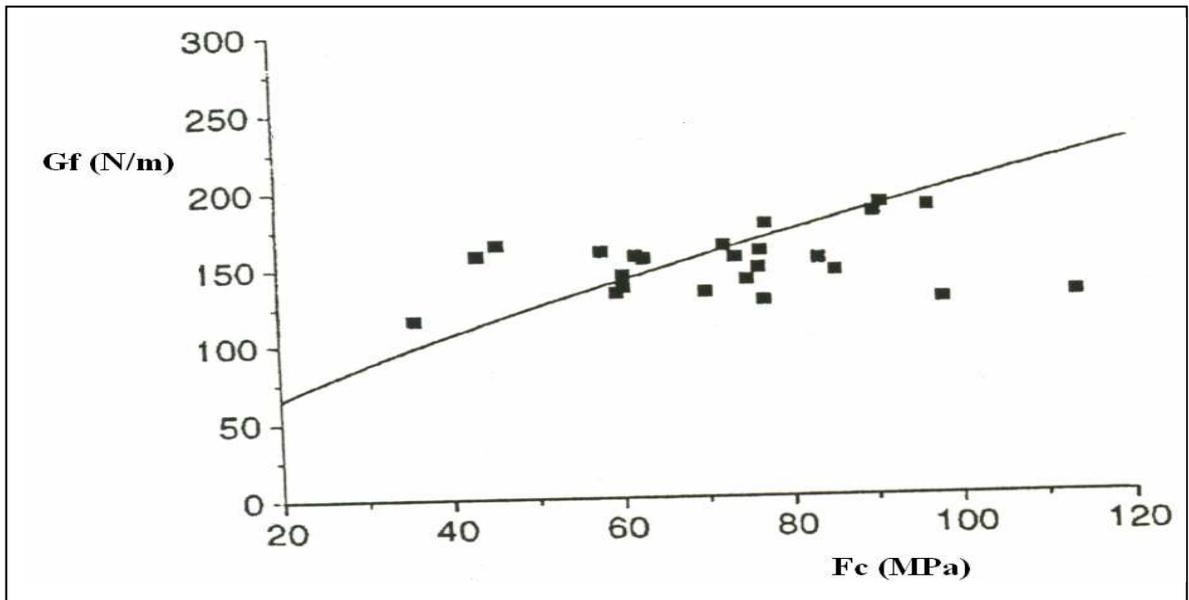


Figure 2.23. Variation de l'énergie de rupture en fonction de la résistance à la compression [88].

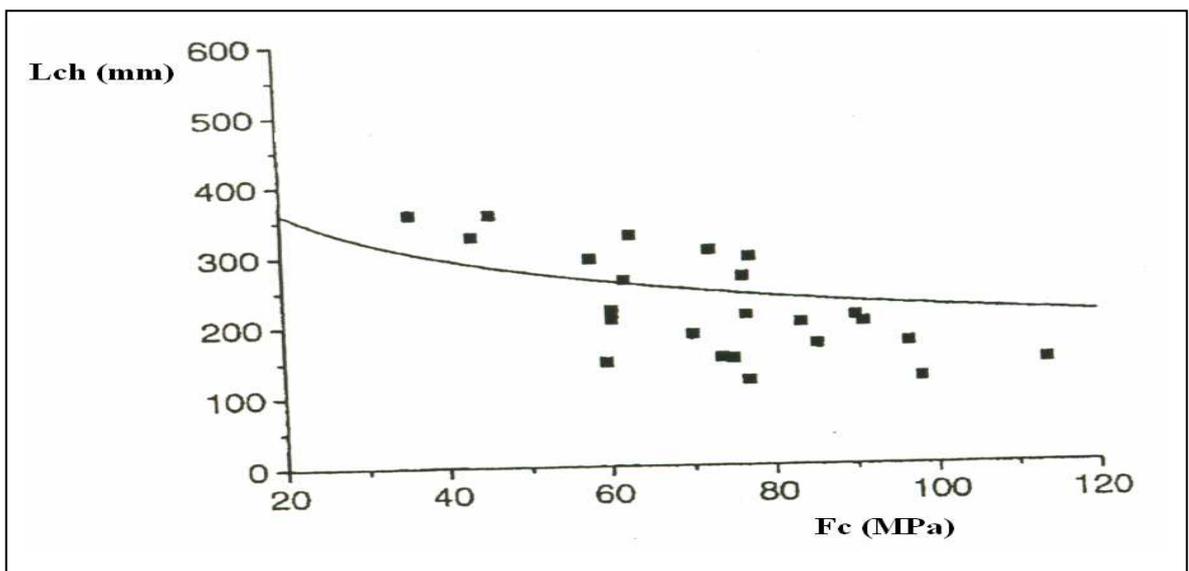


Figure 2.24. Variation de la longueur caractéristique en fonction de la résistance à la compression [88].

GERT et al [89], ont étudié l'effet de la cure sur l'énergie de rupture dans le béton à haut résistance BHR. Les courbes Forces –Flèche obtenues expérimentalement par l'essai de flexion trois points des éprouvettes entaillées de profondeur $a = d/3$ de cure sèche et humide sont présentées dans la figure 3.25. Ils ont constaté que les forces de rupture des éprouvettes avec cure humide sont plus importantes que celles des éprouvettes avec cure sèche. Cependant, l'énergie produite par les éprouvettes avec cure sèche est plus grande de 50 N/m en moyenne.

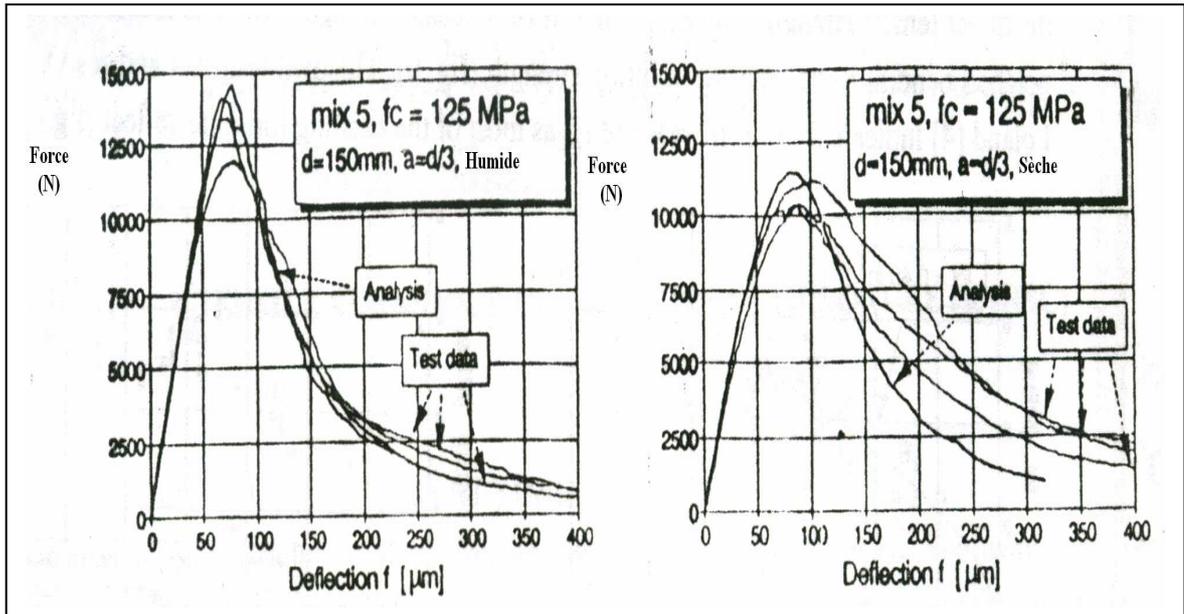


Figure 2.25. Courbes force –déflexion pour différentes conditions de cure [89].

Actuellement, plusieurs types de fibres sont utilisés au béton pour améliorer les caractéristiques mécaniques notamment la résistance à la traction et la résistance à la propagation des fissures. Beaucoup d'études [90-93], ont montré que l'énergie de rupture, le facteur d'intensité de contrainte critique K_{IC} et l'ouverture critique de la fissure $CMOD_C$ augmentent avec l'augmentation des volumes des fibres.

Les figures 2.26 et 2.27 montrent les courbes force – flèche des essais de flexion trois points des éprouvettes de béton avec ciment portland (PC) et ciment composite de géopolymer (PSS ou Poly (Silixco-Sialate)) et ayant des fibres basaltique (0, 0.5 et 1 % de volume). Les caractéristiques des fibres sont résumées dans le tableau 2.7. Les éprouvettes ont des dimensions 150x150x500 mm entaillées avec profondeur d'entaille- hauteur de l'éprouvette (a/d) égale 0.2 et longueur d'appuis- hauteur de l'éprouvette (L/d) égale 3.

Tableau 2.7. Propriétés physiques et mécaniques des fibres basaltiques [90].

Densité (g/cm^3)	Expansion thermique linéaire (ppm/°C)	Résistance à la traction (MPa)	Module d'élasticité (GPa)	Déformation ultime (%)
2.8	8.0	4.810	89	3.15

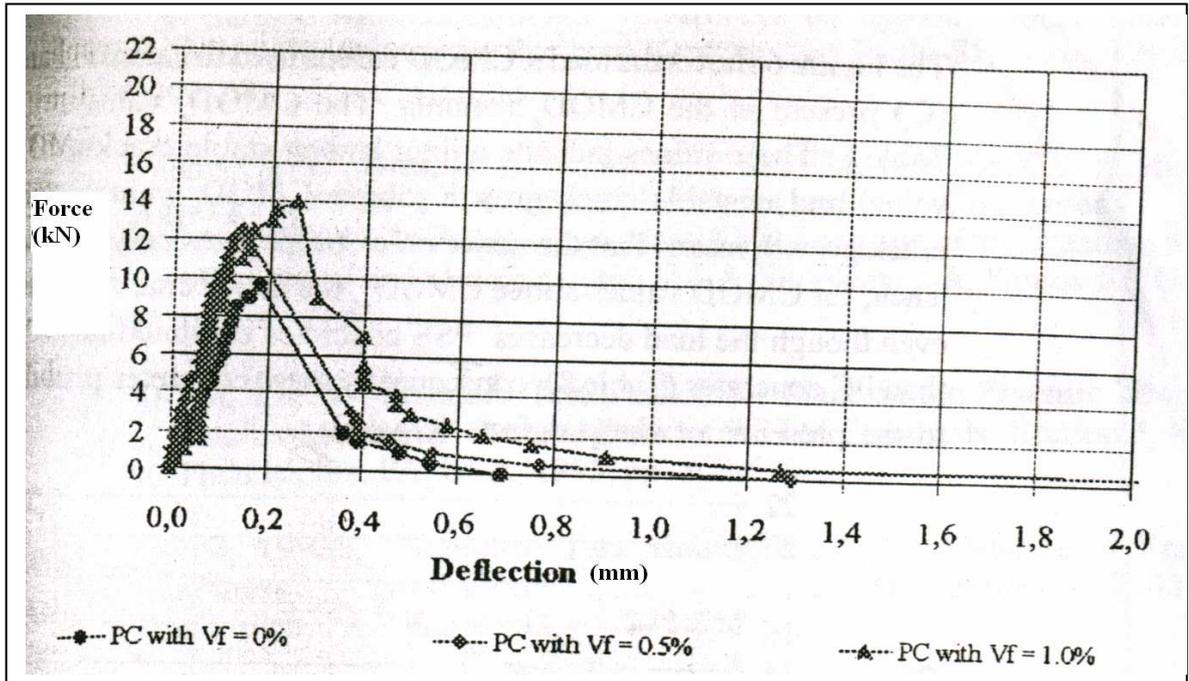


Figure 2.26. Courbes force- flèche du béton avec ciment portland avec ajout de fibres [90].

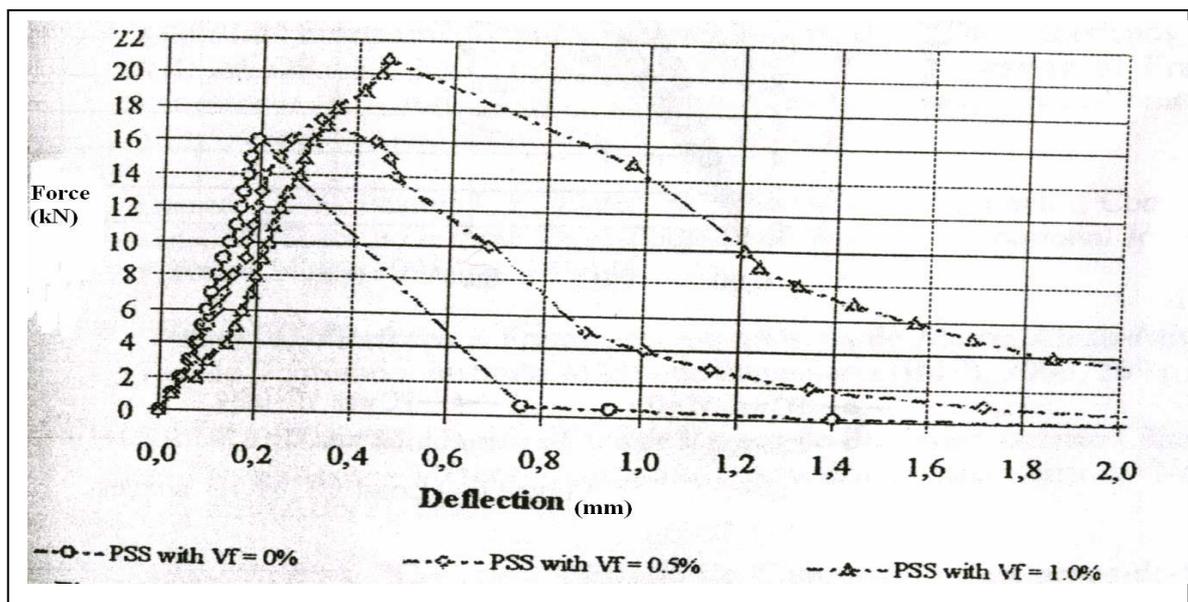


Figure 2.27. Courbes force- flèche du béton avec ciment de géopolymère avec ajout de fibres [90].

Les résultats montrent une nette amélioration de la force de rupture et de la flèche avec l'augmentation de l'ajout de fibres. La rupture est très rapide dans les échantillons sans fibres, et elle est plus ductile pour les échantillons avec fibres. Par conséquent, ces bétons sont moins sensibles à la présence des fissures. Ceci peut être expliqué par l'augmentation de la rigidité de la matrice avec l'addition des fibres par rapport au béton de référence

2.6.6. Influence de la température

Dans les structures comme les centrales nucléaires et les structures de chimie (fabrication du ciment par exemple), le béton est exposé à des températures très élevées pendant les heures de travail. HISHAM et al [94], ont étudié la variation de ténacité d'un béton ordinaire avec la température par l'essai de flexion trois points. L'étude a montré que la ténacité diminue avec l'augmentation de la température et avec l'augmentation du nombre de cycles. Pour le premier cycle (24^h d'échauffement et 24^h de refroidissement), la diminution de la ténacité a été plus importante pour les températures supérieures à 50°C (Figures 2.28, équation (1): $K_{IC}=1.3 (f_c)^{0.75}$). Cependant, le facteur d'intensité de contrainte est plus important pour les échantillons avec une entaille plus grande.

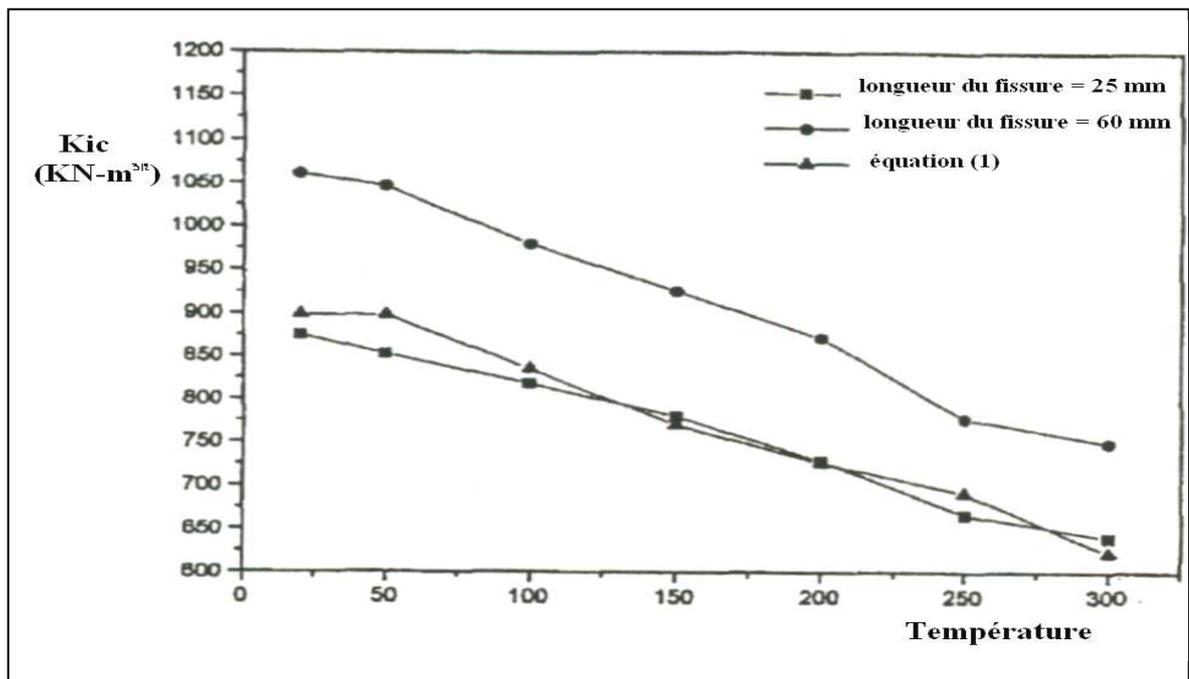


Figure 2.28. Variation du K_{IC} en fonction de la température [94].

2.6.7. Influence de la nature du ciment

L'addition des ajouts dans le ciment modifie l'hydratation, la microstructure et le comportement macro mécanique du mortier et du béton. LAM et al [74], ont étudié la propagation des fissures dans le béton à base de ciment au laitier et fumée de silice par l'essai de flexion trois points des éprouvettes $350 \times 75 \times 50 \text{ mm}^3$ avec une profondeur initiale de fissure de 25 mm. Le tableau 2.8 résume les résultats de la force maximale de rupture, de l'énergie de rupture, du facteur d'intensité de contrainte critique et l'ouverture critique des fissures obtenues à 28 jours et 56 jours avec un rapport eau / ciment égale à 0.3.

Les résultats montrent que la variation du facteur d'intensité de contrainte critique K_{IC} , de l'ouverture critique des fissures et de l'énergie G_F ne sont pas proportionnelle à la charge de rupture. Ils ont observé une diminution de la charge de rupture avec l'augmentation de pourcentage de laitier à 28 jours d'âge et une légère amélioration de la charge maximale de rupture (F_{max}) avec 5 % de fumée de silice. Une légère amélioration de l'énergie de rupture et de l'ouverture critique de fissure de ciment au laitier et une diminution de ces dernières dans le cas de ciment avec fumée de silice a été observée. Cependant, aucun changement de facteur d'intensité de contrainte n'a été observé.

Tableau 2.8. Résultats sommaires des essais de rupture [74].

Age (jours)	% de l'ajout	F_{max} (kN)	G_F (N/m)	K_{IC} ($MPa\sqrt{m}$)	CTODc (mm)
28	0	1.80	114.8	1.19	0.0139
	25% laitiers	1.78	120.5	1.19	0.0110
	45% laitiers	1.71	123.5	1.18	0.0125
	55% laitiers	1.48	122.2	1.19	0.0184
	5% fumée de silice	2.08	111.6	1.23	0.0115
56	0	1.93	123.3	1.23	0.0131
	25% laitiers	1.97	121.3	1.25	0.0130
	45% laitiers	2.12	126.4	1.36	0.0126
	55% laitiers	1.60	120.6	1.59	0.0152
	5% fumée de silice	2.16	100.4	1.21	0.0076

A 56 jours d'âge, la force de rupture augmente dans le ciment de référence et le ciment avec ajout de fumés de silice ou 25 % ou 45 % de laitier mais diminue avec un ciment contenant 55 % de laitier. L'énergie de rupture augmente avec le ciment sans ajout ou avec 45% de laitier mais avec un ciment contenant 55 % de laitier ou 5 % de fumée de silice.

2.7. Conclusion

L'étude de la mécanique de la rupture montre que le matériau se comporte d'une façon très différente selon qu'on soit au voisinage de la pointe de fissure ou très loin de celle-ci et la rupture dépend de deux grandeurs : la contrainte appliquée (σ) et la longueur de la fissure (a). L'hypothèse essentielle de la mécanique linéaire élastique de la rupture (MLER) est que le comportement d'ensemble d'une pièce fissurée soit linéaire. Cela nécessite de très grosses éprouvettes de bétons pour que la zone microfissurée soit négligeable. Pour les éprouvettes couramment utilisées en laboratoire, la zone microfissurée est importante et la prise en compte de celle-ci nécessite des théories non linéaires. L'effet d'échelle introduit par Bazant distingue clairement les différents cas d'application de la mécanique de la rupture en fonction de la dimension de la structure. Le cas de structures très larges ou massives, comme les barrages, est un exemple idéal de l'application de la MLER. Cependant, les structures plus réduites telles que les poutres exigent une adaptation des méthodes linéaires ou l'application directe de la MNLR.

Le modèle de Hillerborg introduit la notion de la fissure fictive dont la relation contrainte ouverture de fissure est linéaire, bilinéaire ou exponentielle avec une énergie de rupture constante. Les résultats numériques de ce modèle dépendent du choix de la courbe (σ - w) adoptée. Le modèle de Bazant caractérise la zone microfissurée par une bande fissurée.

Les essais de la mécanique de la rupture, sur des éprouvettes entaillées, sont à déplacement contrôlé et nécessitent un extensomètre ou un LVDT pour suivre l'ouverture de la fissure ou la flèche jusqu'à la rupture. L'essai de flexion trois points est le plus utilisé vu les difficultés rencontrées dans l'essai de traction directe et l'essai de fendage pour déterminer les caractéristiques de rupture du matériau. Plusieurs facteurs influent la résistance à la propagation des fissures dans le béton. L'énergie de rupture et la longueur caractéristique dépendent des dimensions des éprouvettes (effet d'échelle), de la résistance du béton (effet de la rigidité du matrice effet des granulats et l'interface agrégats-pâte de ciment, ajout des fibres et de type de ciment), de profondeur initiale des fissures (effet de l'entaille) et de la température. Cependant, des études limitées ont été réalisées sur l'effet du type de ciment sur la propagation des fissures comme le laitier et les fumés de silice et aucune étude n'a été trouvée dans la littérature sur le ciment au calcaire.

CHAPITRE 3

MATERIAUX UTILISES ET ESSAIS REALISES

3.1. Introduction

Le présent chapitre décrit les étapes de la phase expérimentale ; les matériaux utilisés dans la préparation des éprouvettes de mortiers et de bétons (calcaire, sables, agrégats et clinker), et les essais expérimentaux réalisés. Les préparations des matériaux, la confection des éprouvettes et les essais ont été effectuées au laboratoire du Centre National d'Etudes et de Recherches Intégré du Bâtiment (CNERIB) à Souidania, wilaya d'Alger et au laboratoire de géomatériaux de l'Université Saad DAHLEB de Blida.

3.2. Matériaux utilisés

Les matériaux de base utilisés sont le ciment, les granulats, l'eau et le calcaire. Le ciment utilisé a été fabriqué au laboratoire à base de clinker (de finesse 2795 cm²/g) et de 3 % de gypse. La composition chimique est obtenue au laboratoire de la cimenterie de Meftah et la composition minéralogique potentielle est obtenue par la formule de Bogue. Elles sont données dans le tableau 3.1.

Tableau 3.1. Composition chimique et minéralogique du clinker.

Composition chimique	Teneur en (%)
SiO ₂	21.04
Al ₂ O ₃	5.39
Fe ₂ O ₃	3.06
CaO	63.64
CaO libre	0.27
MgO	1.09
SO ₃	2.64
Composition minéralogique	Teneur en (%)
C ₃ S	50.72
C ₂ S	22.06
C ₃ A	9.11
C ₄ AF	9.31

Le calcaire utilisé a été obtenu de la cimenterie de Meftah. Il a été séché puis broyé, avec des quantités de 500 g, dans un broyeur à jarre. La finesse du calcaire prise en considération dans cette étude est de l'ordre de 4050 à 4100 cm^2/g . C'est le calcaire utilisé dans la fabrication du clinker. L'analyse chimique du calcaire a été réalisée au laboratoire de la cimenterie du Meftah et elle est donnée dans le tableau 3.2.

Tableau 3.2. Composition chimique du calcaire.

Eléments	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	CaCO ₃	Perte au feu
(%)	1.43	0.73	0.18	5.33	0.47	91.4	0.43

Les éprouvettes de mortier ont été confectionnées avec un sable normalisé, conformément à la norme NF P 15-403, ayant un diamètre maximal de 2 mm et un module de finesse de 2.40 et le rapport E/C a été pris égale à 0.5.

Les éprouvettes de béton ont été préparées avec un sable de classe 0/4 et un gravier concassé de classe 5/15. Les propriétés du sable sont les suivantes : module de finesse 2.98, masse volumique absolue 2.57 t/m^3 , masse volumique apparente 1.89 t/m^3 et un équivalent de sable de 88.74 %. La masse volumique absolue et la masse volumique apparente du gravier sont 2.57 t/m^3 et 1.63 t/m^3 respectivement. Les masses volumiques des granulats ont été déterminées conformément à la norme NF P 18-598. L'essai équivalent de sable a été réalisé conformément à la norme NF P 18-541.

L'eau utilisée dans la confection des éprouvettes de mortier et de béton est une eau potable de robinet exempte d'impuretés.

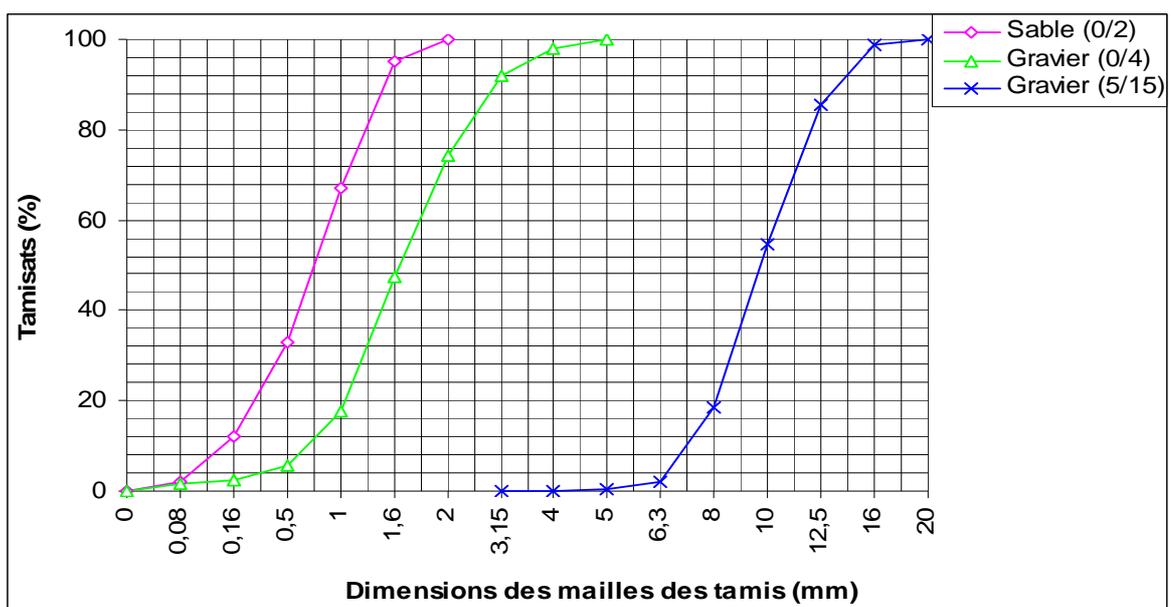


Figure 3.1. Courbe granulométrique des granulats.

3.3. Essais physiques

3.3.1. Essai de consistance normale

La consistance de la pâte caractérise sa plasticité. Elle est évaluée en utilisant l'appareil de VICAT conformément à la norme NF P 15-473 et en mesurant l'enfoncement d'une tige cylindrique (la sonde) dans la pâte sous l'effet d'une charge constante. La consistance normale est obtenue lorsque la sonde s'enfonce à une distance de $6\text{mm} \pm 1$ de la base du moule tronconique qui contient la pâte de ciment. Elle s'exprime en pourcentage d'eau utilisée par rapport à la quantité de ciment (500 g). La quantité d'eau nécessaire pour obtenir une consistance normale est déterminée par tâtonnement.

3.3.2. Essai de temps de prise

L'essai consiste à suivre l'évolution de la prise dans une pâte de consistance normale. L'appareil de VICAT équipé d'une aiguille d'un diamètre de 1.13 mm est utilisé. Le temps de début de prise correspond au moment (à partir du début du malaxage) lorsque l'aiguille, sous l'effet d'une charge de 300g, s'arrête à une distance « d » du fond du moule telle que $d=4\text{ mm} \pm 1$. Le temps de la fin de prise correspond à un enfoncement de 0.5 mm.

3.4. Essais mécaniques

3.4.1. Confection des éprouvettes de mortier et de béton

Le mortier a été confectionné dans des éprouvettes prismatiques de dimensions $40 \times 40 \times 160\text{ mm}^3$. La composition de chaque série de trois éprouvettes est la suivante ; une quantité de ciment de 450 g, trois quantités de sable normalisé de 1350 g et une quantité d'eau de 225 g. Les matériaux ont été mélangé et malaxé mécaniquement au moyen d'un malaxeur à axe vertical selon la norme NF P 15 – 471. Les éprouvettes de mortiers sont moulées, dans des moules métalliques enduits d'huile à l'avance, et sont vibrés sur une table à chocs de 60 coups.

Le béton a été confectionné dans des éprouvettes prismatiques de dimensions $70 \times 70 \times 280\text{ mm}^3$. La méthode de Dreux - Gorisse donne la composition suivante pour un mètre cube (m^3) ; une quantité de ciment de 350 kg, une quantité de sable normalisé de 790 kg, une quantité de gravier de 1020 kg et une quantité d'eau de 175 kg. Les matériaux ont été mélangé et malaxé mécaniquement au moyen d'un malaxeur à axe vertical.

Le mode opératoire de confection du béton est le suivant :

1. Introduction des constituants secs par ordre de finesse dans le malaxeur et mélange à sec pour homogénéisation pendant une minute ;
2. Introduction de l'eau de gâchage et malaxage pendant deux minutes ;
3. Mise en œuvre du béton dans les moules préalablement huilés suivie d'une vibration manuelle.

Les surfaces des éprouvettes ont été couvertes pour éviter l'évaporation de l'eau. Les échantillons sont démoulés après 24 heures et conservés dans l'eau saturée en chaux à 20 °C de température et à 100% d'humidité relatif. Elles sont entaillées à mi-porté de différentes entailles ; 0 mm, 8 mm et 16 mm de longueur pour les éprouvettes de mortiers et 0 mm, 14 mm et 28 mm de longueur pour les éprouvettes de béton en utilisant des tôles métalliques de 1 mm d'épaisseur. Ces tôles ont été placées entre les parois des moules avant de les remplir par le mortier ou le béton. Les tôles ont été enlevées doucement après la prise (figure 3.2).



Figure 3.2. Eprouvettes de mortier et béton entaillées de différentes profondeurs.

3.4.2. Essai de caractérisation du mortier et béton

Des essais à la compression ont été réalisés pour caractériser le mortier et le béton. Les demi prismes issus de l'essai de flexion (Figure 3.3) sont testés en compression sur les faces latérales du moulage sous une section de $40 \times 40 \text{ mm}^2$ pour le mortier et $70 \times 70 \text{ mm}^2$ pour le béton à l'aide d'une presse hydraulique, asservie par ordinateur (Figure 3.4).

Chaque demi prisme est centré entre les deux plateaux de la presse de compression. Après la mise en marche de l'appareil, la charge est augmentée automatiquement à vitesse constante, de 0.5 MPa/s , permettant aux plateaux de presser l'éprouvette jusqu'à la rupture complète.



Figure 3.3. Demi prismes d'une éprouvette de béton entaillée issu de l'essai de flexion.



Figure 3.4. Presse de compression des éprouvettes de mortier et béton.

3.4.3. Essai de flexion trois points sur des éprouvettes entaillées

L'essai de flexion trois points à déplacement contrôlé, avec la presse de 250 kN, munie d'une cellule de charge de 5 kN pour le mortier et 20 kN pour le béton, a été utilisé pour déterminer la courbe charge- flèche des éprouvettes entaillé à mi-portée de différents entailles. Cet essai permet d'obtenir la rupture de l'éprouvette en mode I (mode d'ouverture); la fissure suit donc un chemin vertical, perpendiculaire à l'axe de l'éprouvette. Dans nos essais, la distance entre les appuis a été prise égale trois fois la hauteur de l'éprouvette ($L=3xd$). Les courbes force - flèche (ou déplacement verticale de point d'application de la force) ont été tracées en utilisant un capteur de déplacement relié à la chaîne d'acquisition du micro-ordinateur. Après la mise en marche de la presse, la charge augmente automatiquement à vitesse constante et en déplacement contrôlé de l'ordre 0.2 mm/min jusqu'à la rupture de l'éprouvette (Figure 3.5).



Figure 3.5. Presse de flexion trois point des éprouvettes de mortier et béton.

3.5. Variables étudiées

Les variables de cette étude expérimentale sont résumés dans la figure 3.6. Ces variables concernent la teneur en calcaire, la profondeur des entailles et la dimension des éprouvettes. Les teneurs en calcaire utilisées sont 0%, 5%, 10%, 15% et 20% du poids de ciment dans les échantillons de mortier et de béton. La profondeur des entailles a été prise en fonction du rapport longueur de la fissure - hauteur de l'éprouvette ($\alpha = a/d$) de mortier et béton dont $\alpha = 0$; $\alpha = 0.2$ et $\alpha = 0.4$.

Ces variables sont analysées sur des éprouvettes $40 \times 40 \times 160 \text{ mm}^3$ pour le mortier et des éprouvettes $70 \times 70 \times 280 \text{ mm}^3$ pour le béton. Les essais effectués ont nécessité 90 éprouvettes de mortiers et 90 éprouvettes de béton.

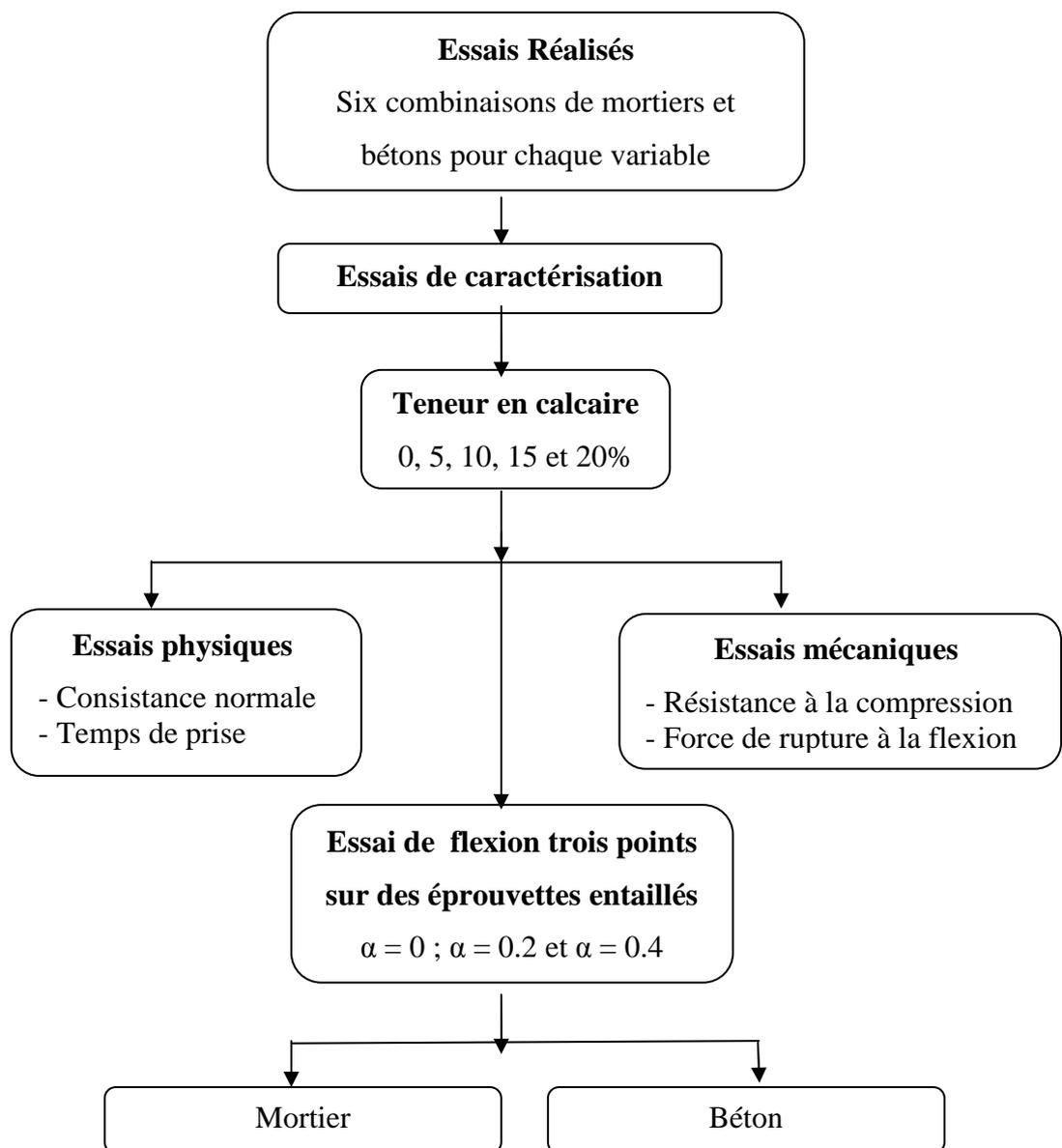


Figure 3.6. Organigramme des essais expérimentaux.

CHAPITRE 4

ANALYSE ET INTERPRETATION DES RESULTATS

4.1. Introduction

Dans ce chapitre on présente et on discute les résultats de l'étude expérimentale effectuée au laboratoire géomatériaux de l'Université Saad DAHLAB de Blida et au laboratoire du CNERIB (Alger). Les essais effectués sont principalement les essais de flexion trois points à déplacement contrôlé sur des éprouvettes de mortier et de béton non entaillés et entaillés et ayant différents pourcentages d'ajout calcaire ainsi que les essais de la résistance à la compression. Le but de ce programme expérimental est de déterminer les caractéristiques de la mécanique de rupture à partir des courbes Force- Flèches.

4.2. Présentation et discussion des résultats

4.2.1. Essais physiques

4.2.1.1. Consistance normale

La consistance normale du ciment de référence (ciment sans ajout calcaire) et des ciments au calcaire sont représentés dans la figure 4.1. On constate que la quantité d'eau nécessaire pour l'obtention d'une consistance normale d'un ciment avec ajout calcaire est inférieure à celle nécessaire pour un ciment sans ajout.

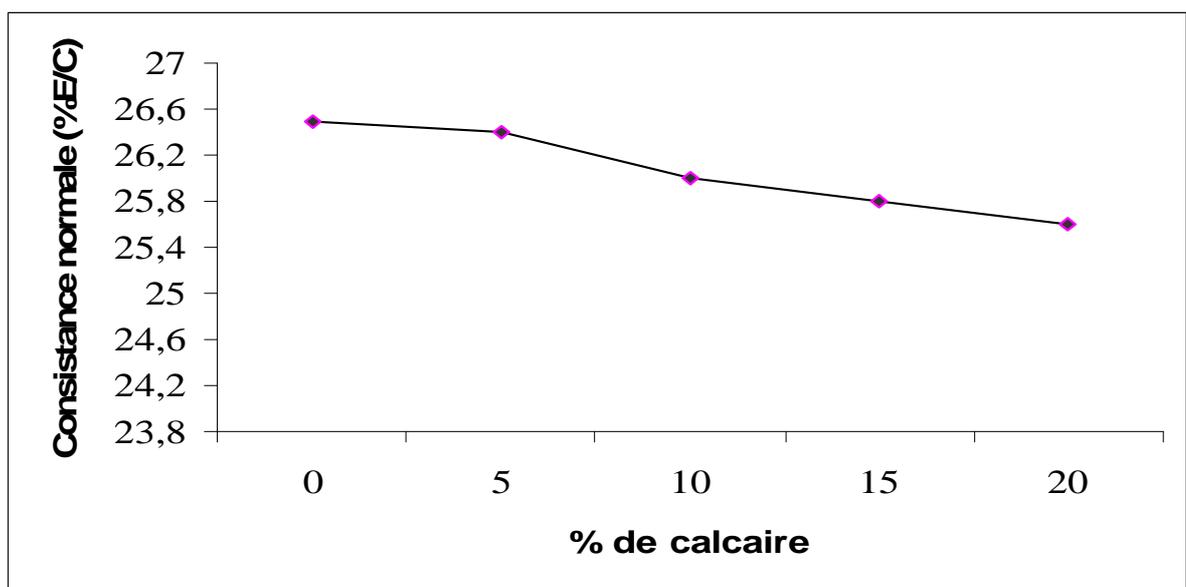


Figure 4.1. Evolution de la consistance normale en fonction du pourcentage de l'ajout calcaire.

Cette réduction de la demande en eau est d'autant plus importante que le pourcentage d'ajout calcaire augmente. Ainsi, on enregistre une réduction de 2.11 et 3.61% pour 10 et 20% d'ajout calcaire par rapport à un ciment sans ajout. L'incorporation des fines calcaires (4100 cm²/g) tend à élargir la répartition granulométrique du ciment avec ajout calcaire. De ce fait, les particules fines déplaceront une partie d'eau des vides entre les particules les plus brutes du ciment, la rendant disponible comme " lubrifiant interne additionnel " [15]. Ainsi la demande en eau sera diminuée avec l'augmentation de l'ajout calcaire. Donc, cet effet physique, compense d'une part l'accroissement de la demande en eau, due à l'augmentation de la finesse, et génère d'autre part une réduction de cette demande en eau. Ce résultat concorde avec ceux de KENAI et al [2, 28], qui ont trouvé une réduction de la demande en eau de 0.74% pour un ciment avec 20% d'ajout calcaire par rapport au ciment témoin.

4.2.1.2. Temps de prise

Le temps de prise du ciment avec addition calcaire varie selon le taux de substitution. La figure 4.2 montre la variation du temps de début et de fin de prise avec les différents pourcentages du calcaire pour un rapport E/C = 0.25.

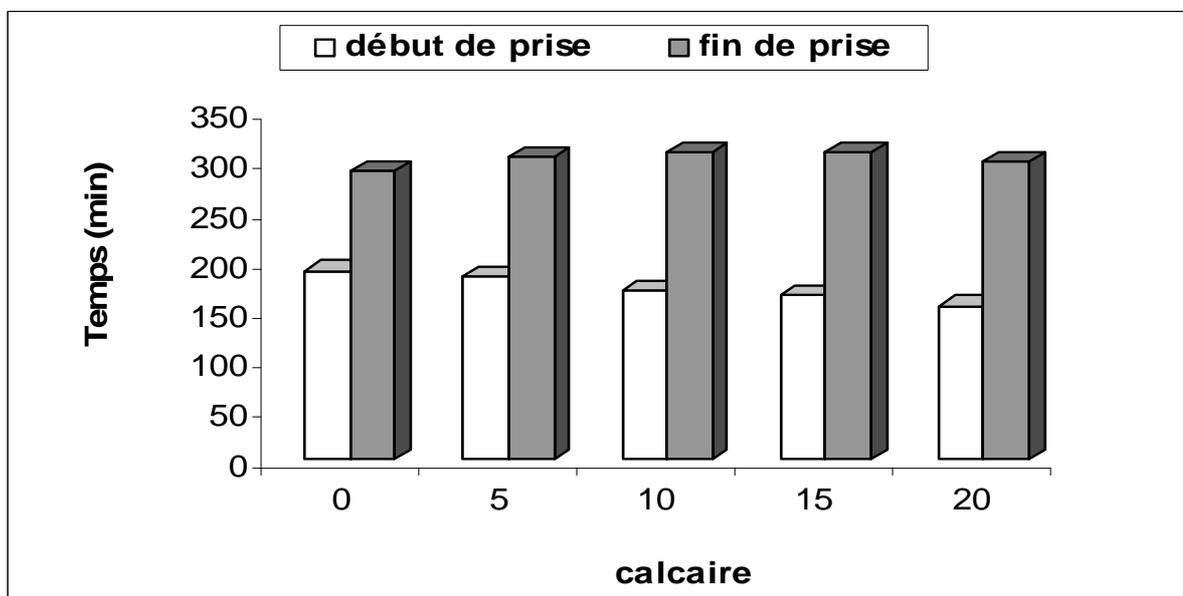


Figure 4.2 : Evolution du temps de prise en fonction du pourcentage de l'ajouts calcaire.

D'après la figure 4.2, on constate que le temps de prise (début de prise et fin de prise) des ciments avec ajout calcaire varie légèrement par rapport au ciment de référence. A partir de 10% d'ajout calcaire, le début de prise des ciments avec ajout est plus ou moins

inférieur à celui du ciment sans ajout. Cette diminution est probablement due à la réaction entre le CaCO_3 du calcaire et les C_3A du ciment qui accélère la prise. Des résultats similaires ont été trouvés par KENAI et al [28], qui ont constaté une faible variation du temps de prise avec le changement du pourcentage d'ajout calcaire.

4.2.2. Essais de compression

La résistance à la compression a été déterminée à 360 jours sur le mortier et le béton. Une série de huit prismes de demi – éprouvettes issues de l'essai de flexion de dimensions égales à $40 \times 40 \text{ mm}^2$ et $70 \times 70 \text{ mm}^2$ est soumise à l'essai de compression. Les résultats de la résistance à la compression de mortier et béton de différents pourcentages de calcaire (0, 5, 10, 15 et 20% du poids du ciment) et de différentes entailles ($\alpha = a/d = 0, 0.2$ et 0.4) sont résumés dans les tableaux 4.1 et 4.2 et les figures 4.3 et 4.4.

4.2.2.1. Résistance à la compression du mortier

Les résultats de la résistance à la compression à l'âge d'une année des éprouvettes de mortier, conservées dans l'eau à l'intérieur du laboratoire (100 % H.R, 20°C), sont regroupés dans le tableau 4.1 et représentés dans les figures 4.3. A l'issue de ces résultats, on peut observer que la résistance à la compression diminue avec l'augmentation de l'ajout de calcaire. Cette diminution est de l'ordre de 8% et 13% pour 5% et 10% d'ajout respectivement et devient de l'ordre de 21% et 26% pour 15% et 20% d'ajout respectivement.

Ces résultats sont en concordance avec plusieurs études [19, 21, 30] lesquelles, ont montré un développement rapide de la résistance à la compression des ciments aux calcaires, à jeune âge et des diminutions de résistance à long terme. La diminution de la résistance à long terme avec l'augmentation de l'ajout est due principalement à la diminution de la quantité du clinker dans le ciment. Un autre effet négatif du à la présence du calcaire, peut aussi expliquer cette diminution à savoir « l'effet de dilution ». Dans ce cas, ces deux effets négatifs sur la résistance à la compression semblent prendre le dessus sur les effets positifs dus à la présence du calcaire à savoir ; l'effet d'accélération et l'effet liant. Notons qu'un broyage plus fin du ciment peut compenser les pertes de résistances dues à la dilution provoquée par la présence du calcaire [23].

Tableau 4.1. Résistance à la compression du mortier.

Calcaire (%)	Résistance à la compression (MPa)								Moyenne	Ecartype
0	55,7	54,1	57,6	55,7	56,6	56,0	54,3	56,4	53.38	2,19
	52,5	50,1	52,5	51,3	51,7	51,6	50,4	52,3		
	52,9	54,1	54,6	52,9	51,2	51,9	51,6	53		
5	49,8	50,4	52,0	51,5	50,9	50,3	52,5	52,1	52.22	1,30
	52,1	51,0	50,4	52,5	52,4	50,3	52,8	52,7		
	53,7	55,2	53,1	53,5	54,2	54,3	53,4	52,1		
10	46,0	49,1	48,8	48,9	48,0	47,4	46,2	48,0	47.36	0,40
	45,9	45,4	46,4	47,9	48,0	47,0	48,2	47,7		
	49,6	48,1	46,6	46,7	48,3	45,3	47,2	45,6		
15	40,5	39,4	37,5	37,7	39,9	39,1	37,7	40,4	44.27	4,54
	46	47,3	46,8	46,4	48,4	48,2	45,3	47,1		
	47,6	46,8	47,3	46,3	46,9	46,9	46,0	46,9		
20	36,9	35,9	35,8	34,6	35,5	34,7	35,9	35,6	41.44	5,23
	45,7	46,5	45,1	45,8	45,7	46,0	44,5	46,5		
	42,8	42,6	42,4	44,5	43,6	41,5	44,1	42,4		

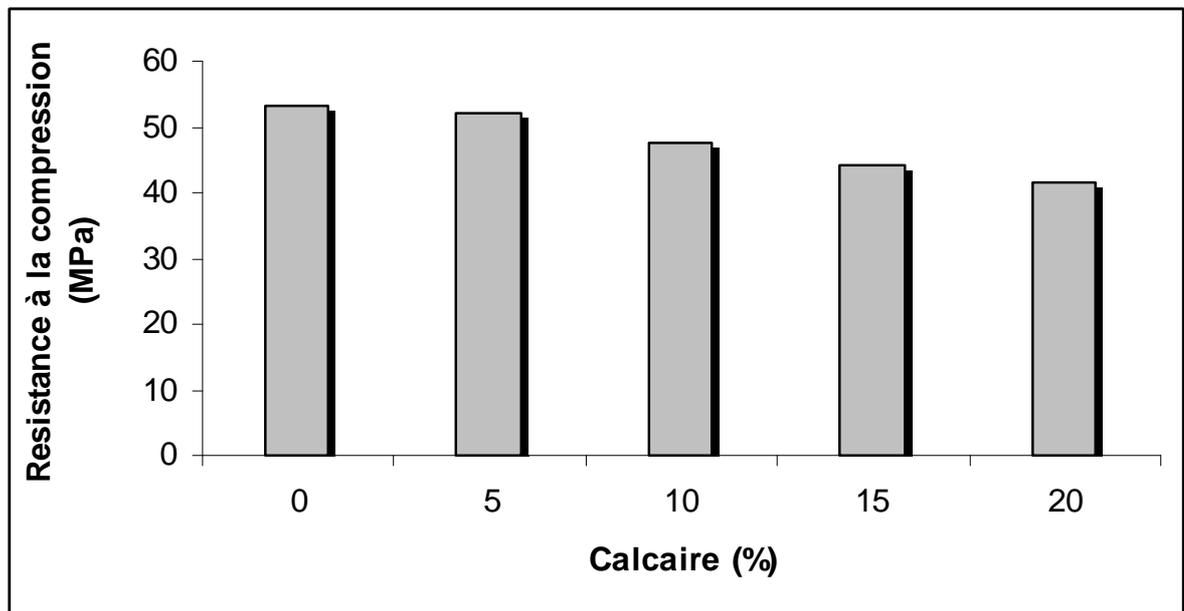


Figure 4.3. Résistance à la compression des éprouvettes de mortier à 360 jours.

4.2.2.2. Résistance à la compression du béton

Le tableau 4.2 et la figure 4.4 présentent les résultats de la résistance à la compression à l'âge d'une année des éprouvettes de béton, conservées dans l'eau à l'intérieur du laboratoire (100 % H.R, 20°C). A l'analyse de ces résultats, on peut constater que la résistance à la compression diminue avec l'augmentation de l'addition de calcaire. La diminution de la résistance à la compression est de l'ordre de 3 % et 9 % pour 5 et 10% d'ajout et devient plus importante de l'ordre de 27 % et 25 % pour 15 et 20 % d'ajout respectivement. Ces résultats montrent que l'influence du pourcentage de l'ajout calcaire sur la résistance à la compression du béton est similaire à celle observée avec le mortier.

Les résultats de la résistance à la compression du mortier et béton sont en concordance avec plusieurs études [17, 21] lesquelles, ont montré un développement rapide de la résistance à la compression des ciments aux calcaires, à jeune âge et des diminutions de résistance à long terme. La diminution de la résistance à long terme avec l'augmentation de l'ajout calcaire est due principalement à la diminution de la quantité du clinker dans le ciment et l'effet de dilution.

Tableau 4.2. Résistance à la compression du béton.

Calcaire (%)	Résistance à la compression (MPa)								Moyenne	Ecartype
0	41,2	41,6	40,2	41,5	41,2	42,2	43,9	41,7	43.16	1,33
	44,6	42,4	43,5	39,4	46	41,9	46,7	43,7		
	43,6	44,5	43,6	44,2	42,5	46,7	43,1	45,9		
5	42,4	41,3	42,8	40,3	41,9	43,3	40,8	44	41.49	0,93
	40,3	42,2	40,8	42,8	40,8	44,4	41,8	42,5		
	39,3	40,6	40,3	41,6	40,3	38	41,7	41,6		
10	39,3	40,2	39,5	42,2	39,4	37,1	38,7	41,7	39.25	0,52
	40,1	38,9	40,3	39,1	39,3	40,3	37,6	38,6		
	39,4	36,5	40,4	36,8	40,8	41,3	36,1	38,5		
15	40,9	41,5	42,9	41,1	36,4	38,9	37,3	43	36.77	3,02
	35,6	34,8	35,1	33,8	34,2	33,5	36,8	36,7		
	35,1	34,6	35,4	34,9	33,9	35,2	34,1	36,7		
20	32,1	31,4	33,1	30,4	31,3	30,1	29,9	32,1	34.47	4,03
	39,6	38,7	43,6	36,7	40,4	40,1	37,4	35,5		
	33,3	32,5	33,6	31,5	35,1	32,8	33,9	32,2		

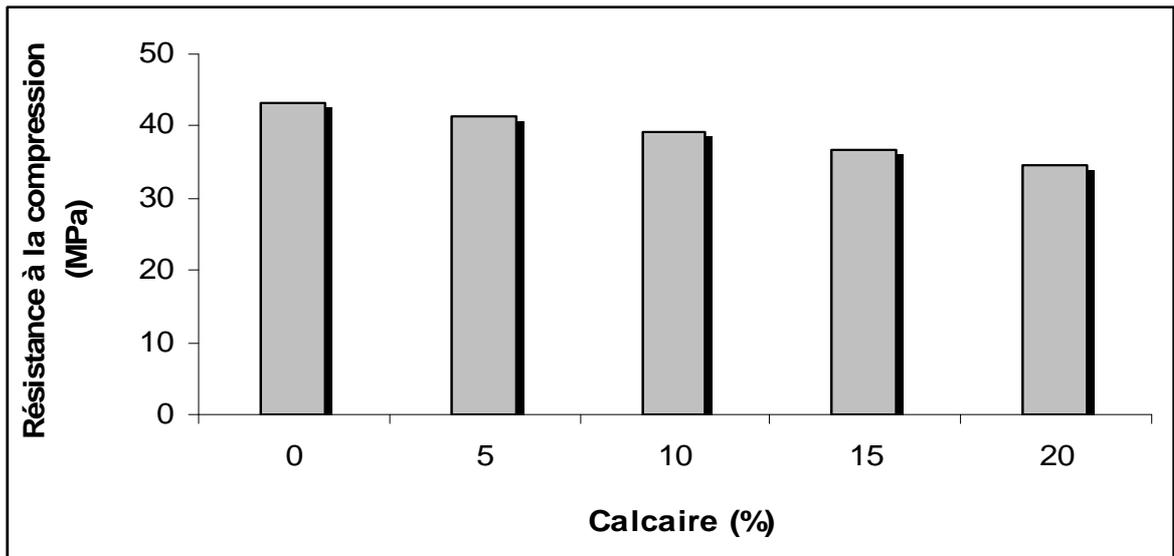


Figure 4.4. Résistance à la compression des éprouvettes de béton à 360 jours.

4.2.3. Essais de flexion trois points à déplacement contrôlé

L'analyse à la fissuration nécessite la caractérisation à la traction du béton. A cet effet, des essais de traction uniaxiale sont normalement effectués. Cependant de tels essais sont difficilement réalisables. Les essais réalisés souvent sont des essais de flexion trois points à déplacement contrôlé car les essais à force contrôlés sont instables, sans post-pic, lequel représente la branche descendante de la courbe force- déplacement.

Les essais de flexion trois points que nous avons effectués sur des éprouvettes de mortier et béton sont à vitesse de déplacement contrôlé. La vitesse imposée est constante de l'ordre de 0.2 mm/min. Ces essais permettent de déterminer l'énergie de rupture G_f du matériau à partir de l'aire sous la courbe complète charge- flèche (ou ouverture de fissure). La figure 4.5 présente les schémas statiques des éprouvettes non entaillées de mortier ($4 \times 4 \times 16 \text{ cm}^3$) et béton ($7 \times 7 \times 28 \text{ cm}^3$). Les longueurs des fissures (a) des éprouvettes entaillées sont 0.8 et 1.6 cm dans le mortier et 1.4 et 2.8 cm dans le béton dont le rapport $\alpha = a/d = 0, 0.2$ et 0.4 .

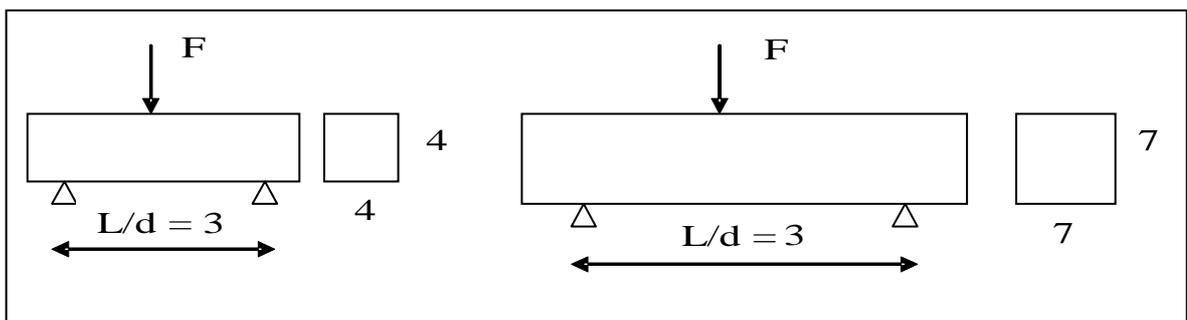


Figure 4.5. Schémas statiques des éprouvettes de mortier et béton.

Les résultats de la force maximale de flexion (F_{max}), l'énergie de rupture (G_F), le facteur d'intensité de contrainte (K_I) et la longueur caractéristique (L_{ch}) des éprouvettes de mortier et de béton conservées dans l'eau à l'intérieur du laboratoire (100 % H.R, 20°C), pendant une année sont résumés dans les tableaux 4.3 et 4.4 et présentés dans les figures 4.6 à 4.27.

Les courbes expérimentales, force– déplacement vertical (ou flèche), obtenues au laboratoire sont stables du début de l'essai jusqu'à la fin et leurs tracés sont regroupées dans les annexes I et II. Des courbes types de mortier et béton sont présentées dans les figures 4.6 et 4.7 respectivement. L'interprétation des résultats d'essais permet d'aboutir aux remarques suivantes :

- Les courbes force– déplacement des éprouvettes non fissurées de mortier ne présentent aucune branche adoucissante (Figure 4.6-A). La rupture est brutale, parfaitement fragile et sans adoucissement. Cependant, les courbes des éprouvettes non fissurées de béton (Figure 4.7-A) présentent une légère branche descendante. Ces éprouvettes présentent une certaine ductilité due essentiellement à la présence des granulats et la rupture est semi fragile.
- Les éprouvettes entaillées (ou fissurées) de mortier et de béton (Figures 4.6-B, C et 4.7-B, C) présentent clairement en post -pic la branche descendante apparente caractéristique d'une propagation de fissure progressive, cohésive et adoucissante. Ceci a pour origine la présence d'une fissure et la stabilité de l'essai en mode déplacement contrôlé.
- La force maximale de rupture et par conséquent la résistance à la flexion sont plus importantes dans les éprouvettes non fissurées que celle fissurées dû principalement à la diminution de la rigidité de ces dernières. Ainsi, plus la profondeur d'entaille est grande, plus la force maximale au pic de la courbe charge- flèche est faible. Cependant, une légère diminution de la force de rupture est observé dans les éprouvettes de mortier et béton fissurée et non fissurée avec l'augmentation de l'ajout calcaire.
- Aucune variation importante n'a été constatée sur les courbes force- flèche avec l'augmentation de l'addition calcaire dans le mortier. Cependant, pour les éprouvettes de béton, notamment celles sans entailles, on a constaté que l'allure des branches descendantes est plus apparente avec l'augmentation du pourcentage de calcaire. Ceci, probablement, montre que le calcaire engendre des pré- fissures dans le béton dû à l'augmentation de la finesse de ciment. Notons, que des chercheurs [30, 32], ont constaté

que l'augmentation de la finesse de ciment du à l'ajout de calcaire peut causer une augmentation de retrait plastique et un risque de créer des pré- fissures dans le béton.

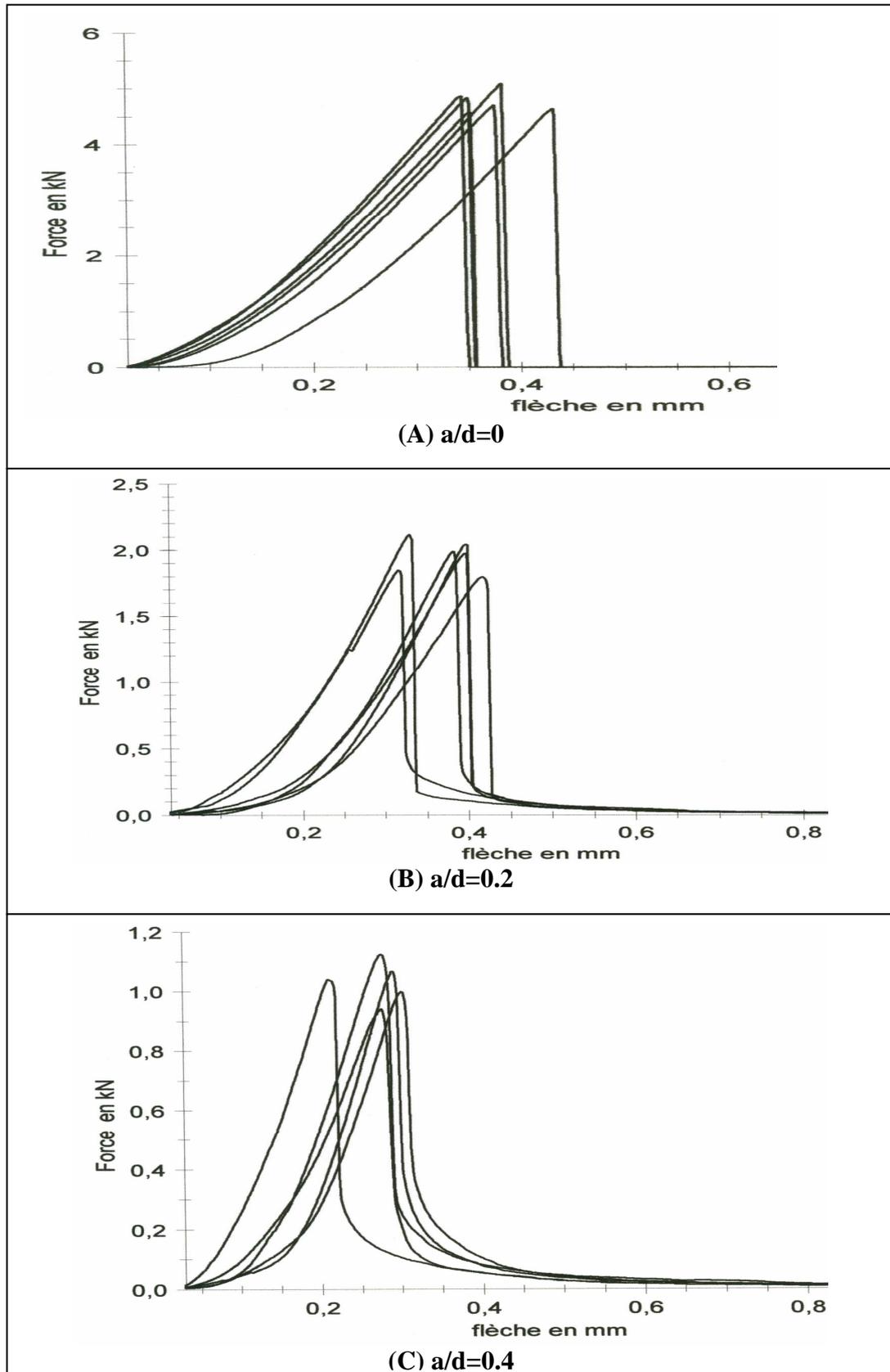


Figure 4.6. Courbes force – flèche des éprouvettes de mortier en flexion trois point.

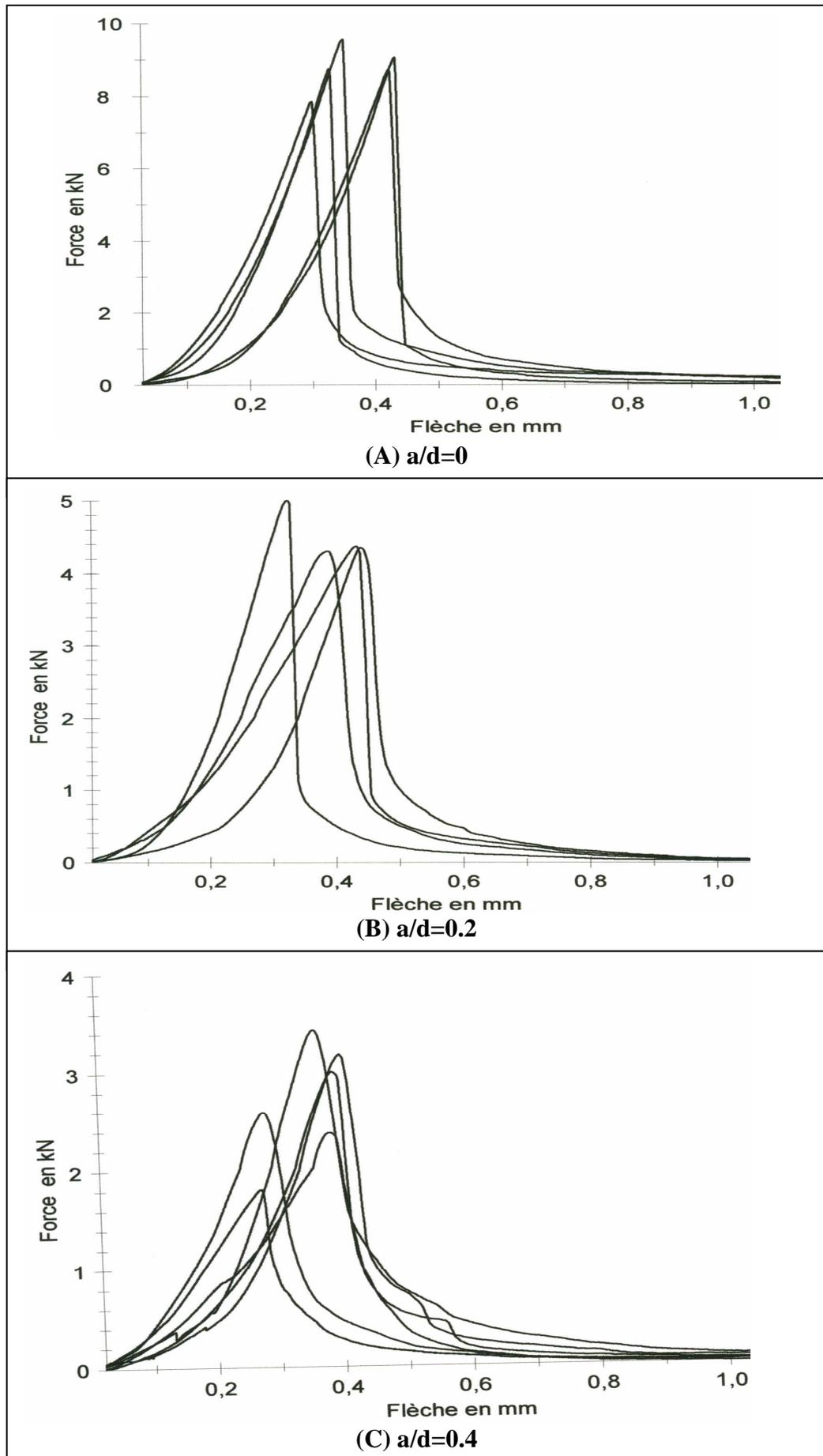


Figure 4.7. Courbes force – Flèche des éprouvettes de béton en flexion trois point.

L'énergie de rupture G_F du matériau testé est obtenue en calculant l'aire sous la courbe force- déplacement (W) divisé par l'aire à fissurer $b*(d-a)$ selon la formule suivante :

$$G_F \approx \frac{W + mg \delta_{\max}}{b (d - a)} \quad (4.1)$$

Avec

W : est l'aire sous la courbe force – flèche en N.mm ;

b : est la largeur de l'éprouvette en mm ;

d : est la hauteur de l'éprouvette en mm ;

a : est la longueur initiale de la fissure en mm ;

$m.g$: est le poids de l'éprouvettes entre les appuis ;

δ_{\max} : est la flèche à la rupture.

$mg \delta_{\max}$: est le travail développé par le poids de l'éprouvette. Il est de l'ordre de 2 % et de ce fait il est négligé dans les calculs de l'énergie de rupture et par conséquent :

$$G_F \approx \frac{W}{b (d - a)} \quad (4.2)$$

Le facteur d'intensité de contrainte (K_I) résultant du mode I de rupture est calculé par la relation $K_I = \sqrt{E * G_F}$. Le facteur d'intensité de contrainte dépend de la résistance à la traction et permet de calculer la contrainte nominale. A défaut d'essais pour déterminer le module d'élasticité E , celui-ci est obtenu par la formule semi empirique de la norme MC90 proposé par le comité Euro internationale du béton comme suit :

$$E = 10^4 * f_c^{1/3} \quad (4.3)$$

La longueur caractéristique (L_{ch}) est calculée par la formule :

$$L_{ch} = \frac{E . G_F}{f_t^2} = \left(\frac{K_{IC}}{f_t} \right)^2 \quad (4.4)$$

f_t : est la résistance à la traction. Elle est calculée par la formule suivante de la norme MC90 :

$$f_t = 0.3 * f_c^{2/3} \quad (4.5)$$

f_c : est la résistance à la compression.

La longueur caractéristique (L_{ch}) est un paramètre qui caractérise physiquement la fragilité du matériau ; plus la longueur caractéristique (L_{ch}) est petite, plus le matériau est plus fragile. Elle est proportionnelle à l'énergie de rupture et inversement proportionnelle à la résistance à la compression (F_c).

4.2.3.1. Influence de l'ajout calcaire sur le mortier

Le tableau 4.3 résume les valeurs moyennes de la force de rupture, de la résistance à la flexion, de l'énergie de rupture, du module d'élasticité, de facteur d'intensité de contrainte, de la résistance à la traction et de la longueur caractéristique du mortier. Les résultats détaillés sont présentés en annexe.

Tableau 4.3. Valeurs moyennes des paramètres mécaniques de mortier.

Calcaire	a/d=0						
	Fmax (kN)	Rf (MPa)	GF (N/m)	E (MPa)	K _I (MPa√mm)	Ft (MPa)	Lch (mm)
0	4,79	11,22	409,51	38213,02	125,09	4,38	815,43
5	4,12	9,65	332,53	37132,71	111,12	4,14	721,64
10	3,95	9,26	291,69	36291,87	102,89	3,95	678,03
15	3,53	8,26	288,8	33920,81	98,98	3,45	822,16
20	3,35	7,84	250,09	32899,60	90,71	3,25	780,34
a/d=0.2							
0	1,91	4,47	178,07	37217,13	81,41	4,16	383,81
5	1,96	4,60	162,94	37277,20	77,94	4,17	349,51
10	1,74	4,08	156,24	36113,84	75,12	3,91	368,58
15	1,67	3,92	133,58	36072,90	69,42	3,90	316,20
20	1,67	3,91	118,88	35760,24	65,20	3,84	288,85
a/d=0.4							
0	1,24	2,89	124,22	37510,81	68,26	4,22	261,50
5	1,21	2,85	125,01	37725,16	68,67	4,27	258,71
10	1,12	2,63	120,91	36134,27	66,10	3,92	284,75
15	1,05	2,45	91,26	36047,26	57,36	3,90	216,48
20	0,98	2,30	74,43	35028,55	51,06	3,68	192,42

La figure 4.8 présente l'effet de l'ajout calcaire sur la force de rupture du mortier. Elle montre que l'influence de l'ajout calcaire sur la force maximale de la rupture (par conséquent la résistance à la flexion) est plus significative sur les éprouvettes non fissurées dont la force de rupture diminue avec l'augmentation du pourcentage de calcaire. Cette diminution est de l'ordre de 15 et 18 % pour 5 % et 10 % de calcaire et elle devient plus importante avec 15 % et 20 % de calcaire de l'ordre de 20 et 25 % respectivement. A long terme, la diminution de la quantité du clinker dans les ciments avec ajout calcaire et l'effet de dilution sont probablement, les causes principales de la diminution de la résistance à la flexion. KENAI [28] et BONAVETTI [29] ont observés une diminution à tout âge de la

résistance à la flexion avec l'augmentation de l'ajout calcaire. Cependant, la diminution de la force de rupture et la résistance à la flexion des éprouvettes entaillées avec l'augmentation du calcaire est moins importante et ne dépasse pas 10 % et 20 % par rapport au ciment de référence pour a/d égale 0.2 et 0.4 respectivement. Ceci est expliqué par la présence des entailles (fissures) qui favorisent la rupture rapide de ces éprouvettes.

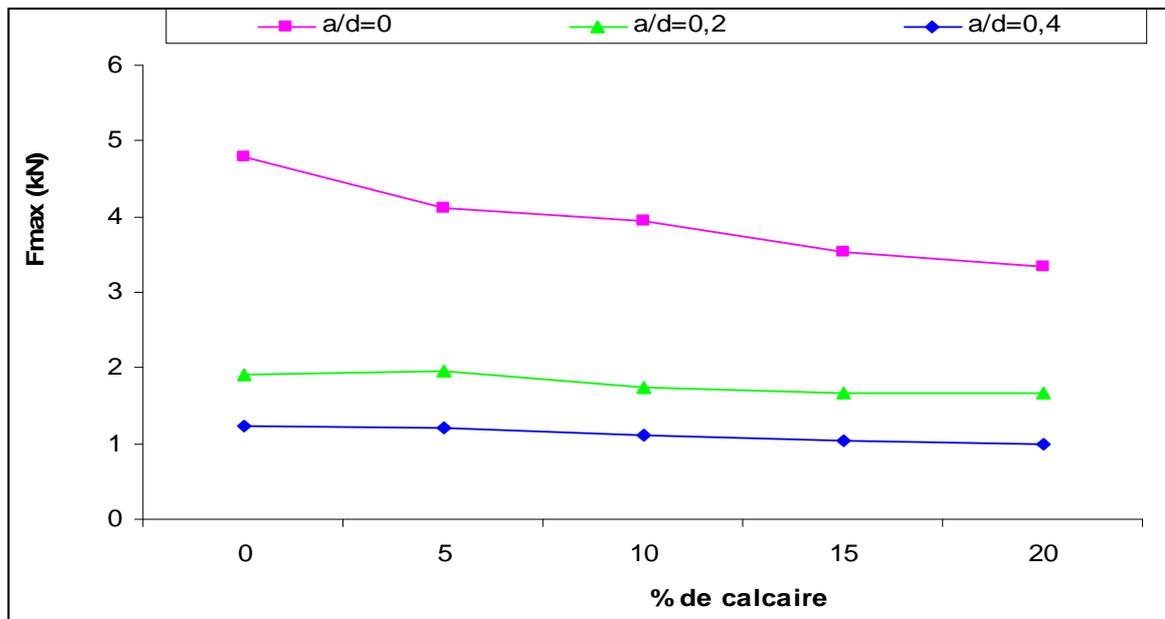


Figure 4.8. Effet du calcaire sur la force de rupture du mortier.

L'influence de l'addition calcaire sur l'énergie de rupture (G_F), sur facteur d'intensité de contrainte (K_I) et sur la longueur caractéristique (L_{ch}) du mortier sont présentées sur les figures 4.9 à 4.11. Les variations relatives de ces caractéristiques en comparaison aux éprouvettes de référence sans ajout calcaire sont données sur les figures 4.12 à 4.13. On remarque que l'énergie de rupture et le facteur d'intensité de contrainte diminuent avec l'augmentation de l'ajout calcaire. Cette diminution est plus claire dans les poutres non fissurées. Elle est de l'ordre de 19 % pour 5 % de calcaire et devient entre 29 % et 39 % pour 10 % à 20% de calcaire respectivement par rapport au ciment référence. Cependant, cette variation est moins importante pour les poutres entaillées. Avec 5 % et 10 % de calcaire la diminution est de l'ordre de 4 %. Cette diminution est plus importante pour 15 et 20 % de calcaire. Elle est entre 18 % et 28 % pour les éprouvettes avec a/d égale 0.2 et elle varie entre 25 % et 40 % pour les éprouvettes avec a/d égale 0.4. Ces résultats montrent que l'énergie de rupture augmente avec l'accroissement de la résistance à la compression et ce en concordance avec plusieurs travaux [66, 83, 88, 90-93].

Cependant, on a constaté que la longueur caractéristique a une allure différente. Elle diminue de 5 à 10 % de pour 5 et 10 % calcaire puis augmente de l'ordre de 20 à 30 % pour 15 et 20 % de calcaire par rapport au ciment de référence des éprouvettes non fissurées. L'augmentation de la longueur caractéristique des éprouvettes pour 15 % et 20 % de calcaire est du fortement à la diminution importante de l'énergie de rupture qui varie entre 29 % et 39 % en comparaison à la chute de la résistance à la compression de 21 % à 26 %. Notons que la longueur caractéristique est proportionnelle à l'énergie de rupture et inversement proportionnelle à la résistance à la compression (F_c).

Pour les éprouvettes entaillées, on a observé une légère augmentation pour 10 % de calcaire mais une légère diminution pour 5 % et 20 % de calcaire. Ceci est attribué à la faible variation de l'énergie de rupture et de la résistance à la compression entre les éprouvettes fissurées par rapport aux éprouvettes non fissurées.

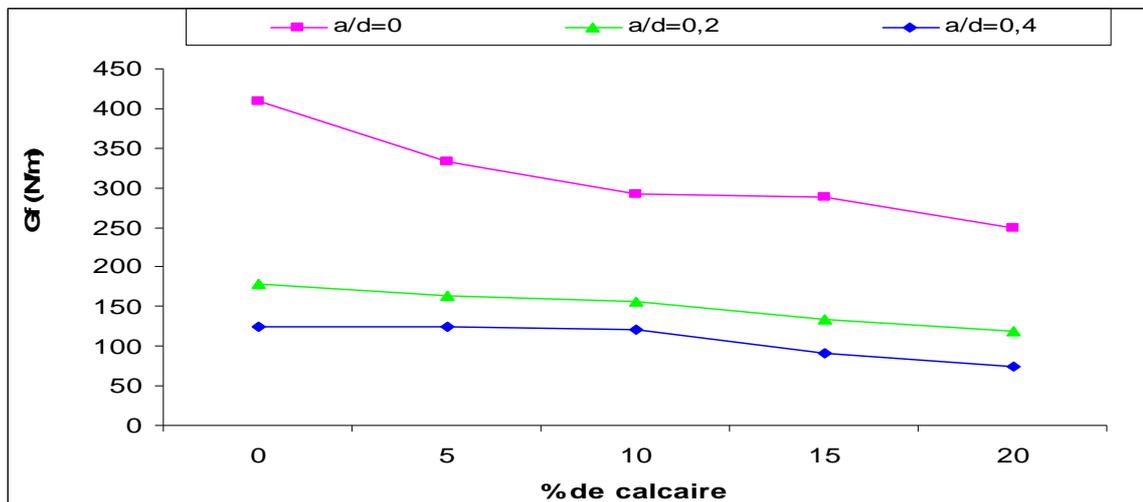


Figure 4.9. Effet du calcaire sur l'énergie de rupture du mortier.

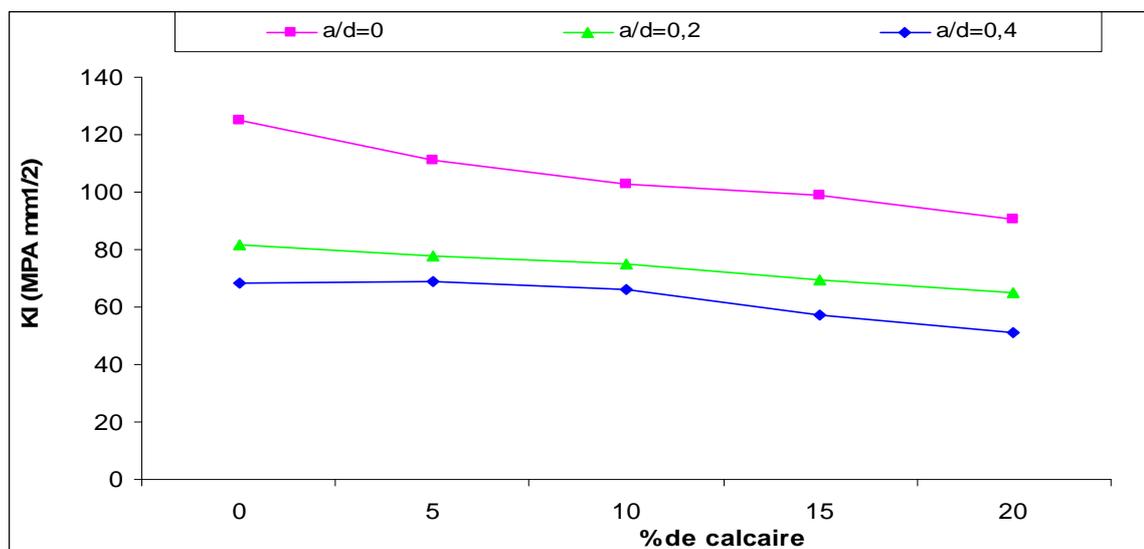


Figure 4.10. Effet du calcaire sur le facteur d'intensité de contrainte K_I du mortier.

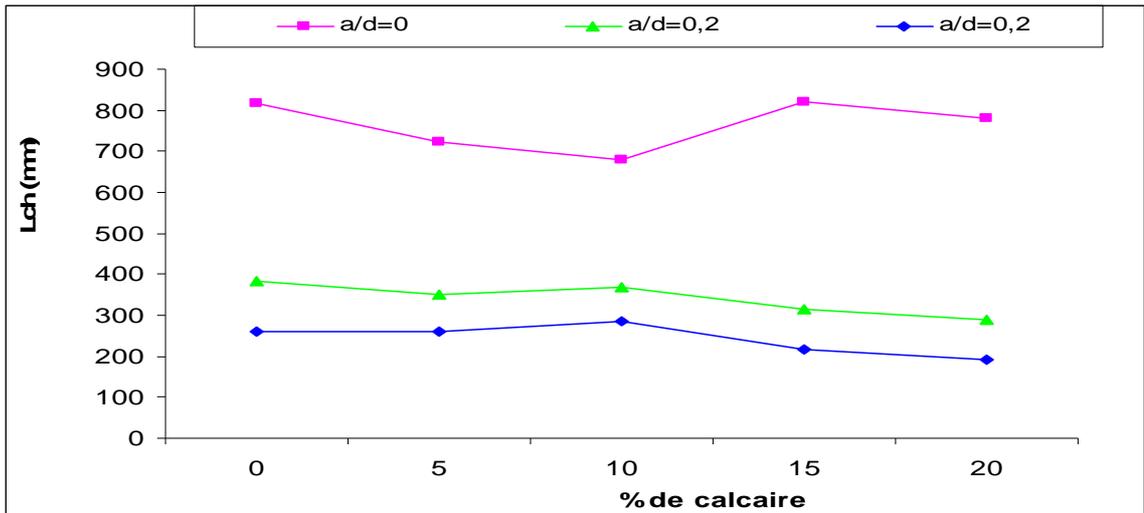


Figure 4.11. Effet du calcaire sur la longueur caractéristique du mortier.

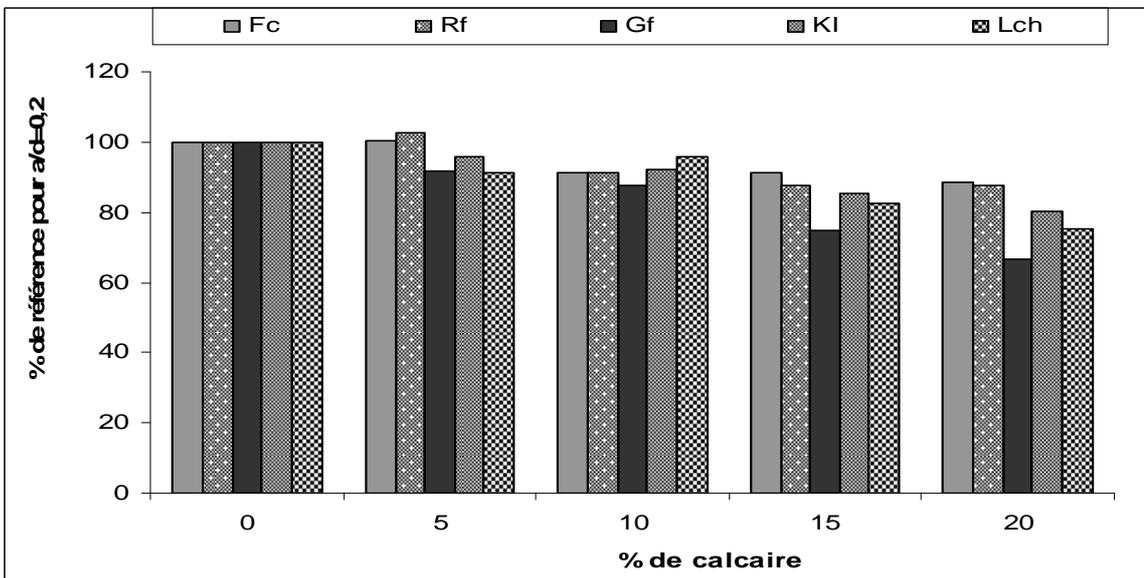


Figure 4.12. Comparaison de f_c , R_f , G_f , K_I et L_{ch} (à 360 jours) de mortier fissuré ($\alpha=0.2$).

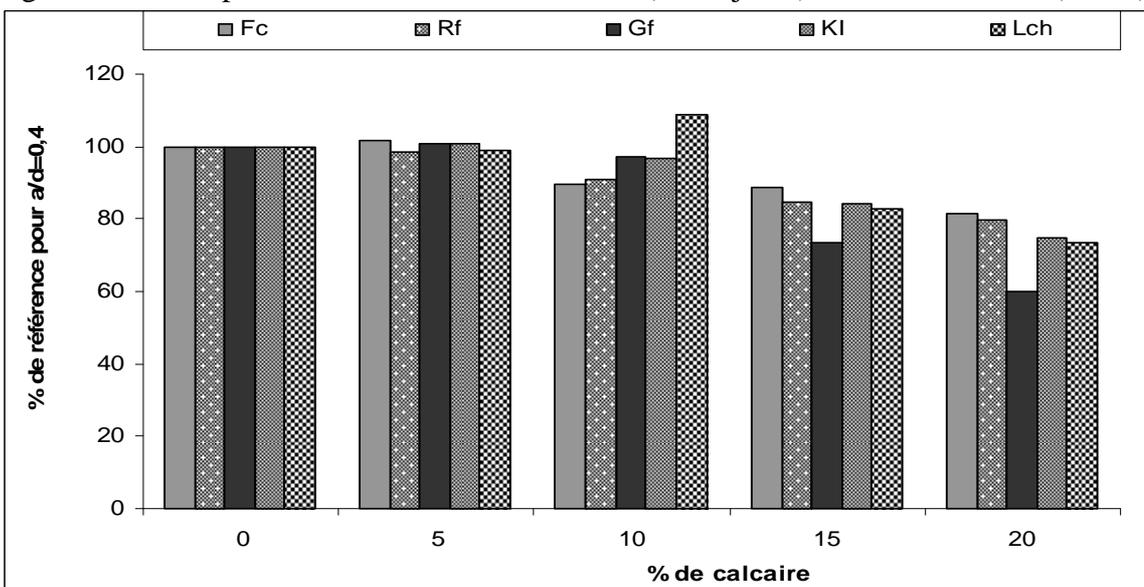


Figure 4.13. Comparaison de f_c , R_f , G_f , K_I et L_{ch} (à 360 jours) de mortier fissuré ($\alpha=0.4$).

4.2.3.2. Influence de la profondeur des entailles sur la fissuration du mortier

Les figures 4.14 à 4.17 présentent l'influence de la profondeur des entailles sur la propagation des fissures dans le mortier. L'effet des profondeurs des entailles sur la force de rupture est présenté sur les figures 4.14. Cette figure montre que la force de rupture par flexion diminue avec l'augmentation de la profondeur d'entaille. Cette diminution est de l'ordre de 50 % à 62 % et 70 % à 74 % respectivement pour $\alpha = a/d$ égale 0.2 et 0.4 par rapport aux éprouvettes non entaillées. Cependant, cette diminution est moins importante (32 % à 42 %) entre les éprouvettes entaillées ($\alpha = a/d = 0.2$ et 0.4).

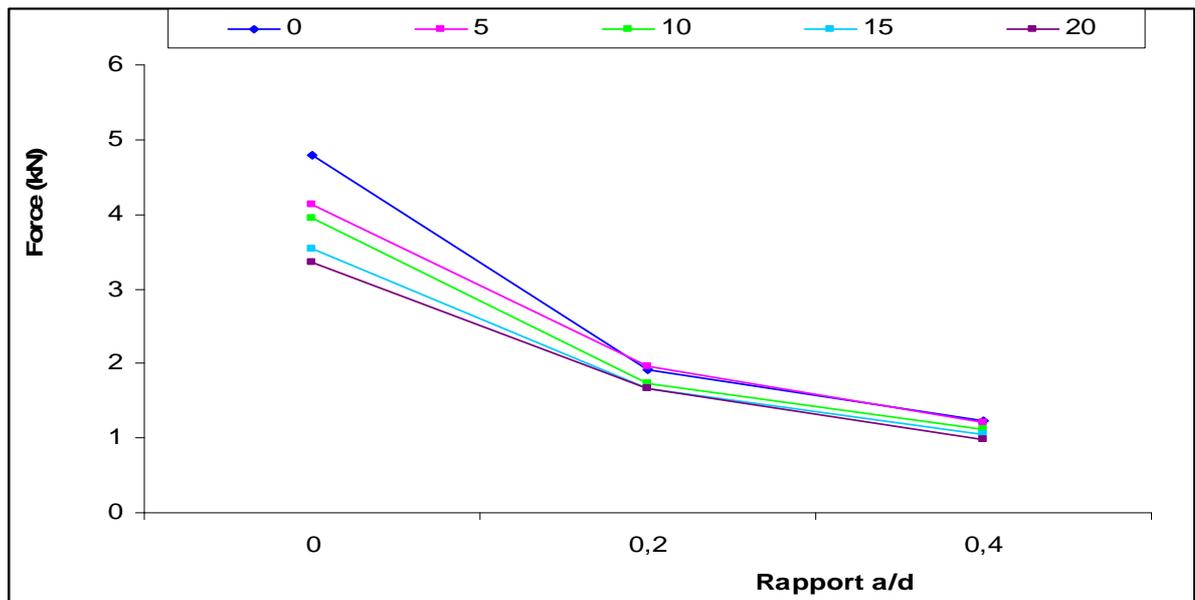


Figure 4.14. Effet de la profondeur de l'entaille sur la résistance à la flexion du mortier.

Les figures 4.15 à 4.17 présentent la variation de l'énergie de rupture, le facteur d'intensité de contrainte et la longueur caractéristique, respectivement, en fonction de la profondeur de l'entaille. On constate une diminution de ces paramètres avec l'augmentation de la profondeur de l'entaille pour tous les pourcentages de calcaire. La diminution de l'énergie de rupture, du facteur d'intensité de contrainte et de la longueur caractéristique par rapport aux éprouvettes non fissurées est de l'ordre de 46 % à 60 % pour les éprouvettes avec $\alpha = 0.2$ et de 59 % à 70 % pour les éprouvettes avec $\alpha = 0.4$. Cependant, cette diminution est moins importante (24 % et 38 %) entre les éprouvettes entaillées ($\alpha = a/d = 0.2$ et 0.4).

A l'issue de ces résultats, on conclut que la présence des entailles est la principale cause de cette diminution de force de rupture et de l'énergie de rupture. L'augmentation des profondeurs des fissures dans les éprouvettes induit la diminution de la zone de

processus de rupture et les inerties des éprouvettes et par conséquent accélère la rupture traduite par des énergies de rupture faibles. Ces résultats sont en concordance avec plusieurs études [54, 56, 92], lesquelles ont montré une diminution de la charge de rupture et de l'énergie de rupture avec l'augmentation des profondeurs de l'entaille dans les éprouvettes. Cet effet est qualifié dans la littérature « effet d'entaille ». L'augmentation de la profondeur de l'entaille réduit la longueur de la zone de propagation des fissures et par conséquent accélère la fissuration. L'augmentation progressive de la charge créer des microfissures dans la zone de propagation des fissures et qui propagent progressivement avant la propagation de la fissure principale. La diminution de cette longueur de propagation des fissures diminue la longueur critique des microfissures.

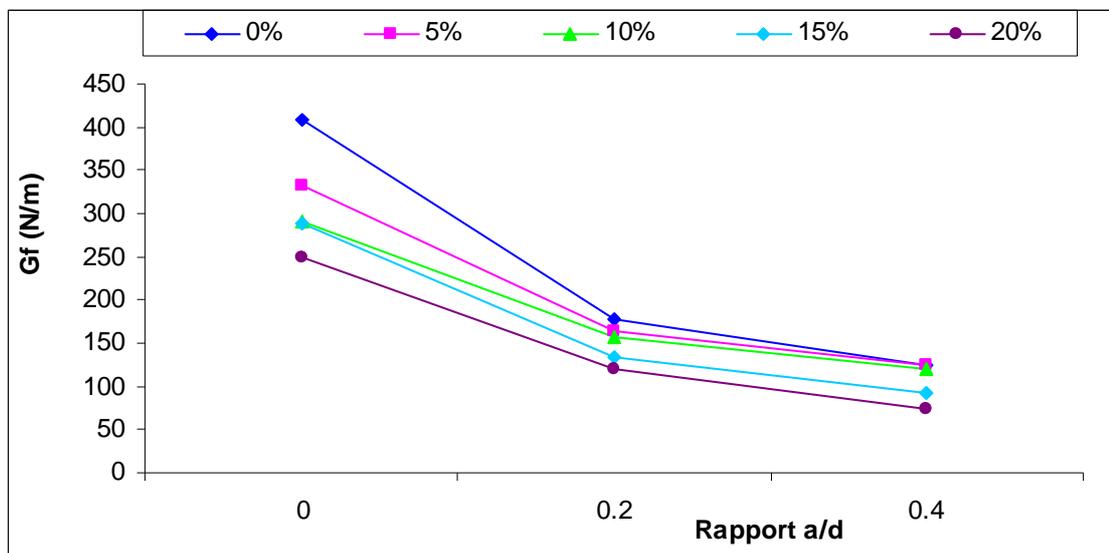


Figure 4.15. Effet de la profondeur de l'entaille sur l'énergie de rupture du mortier.

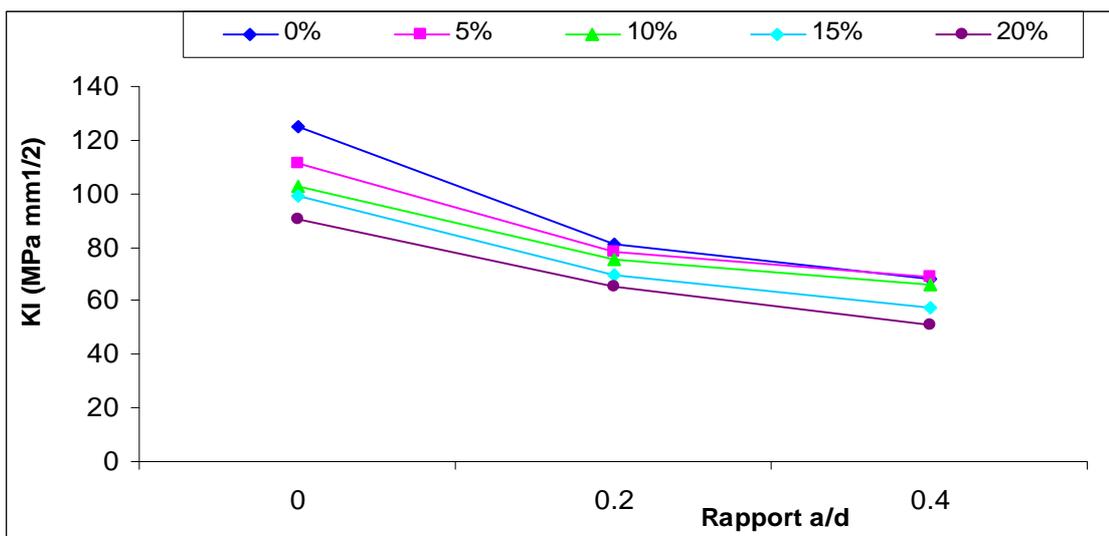


Figure 4.16. Effet de la profondeur de l'entaille sur le facteur d'intensité du mortier.

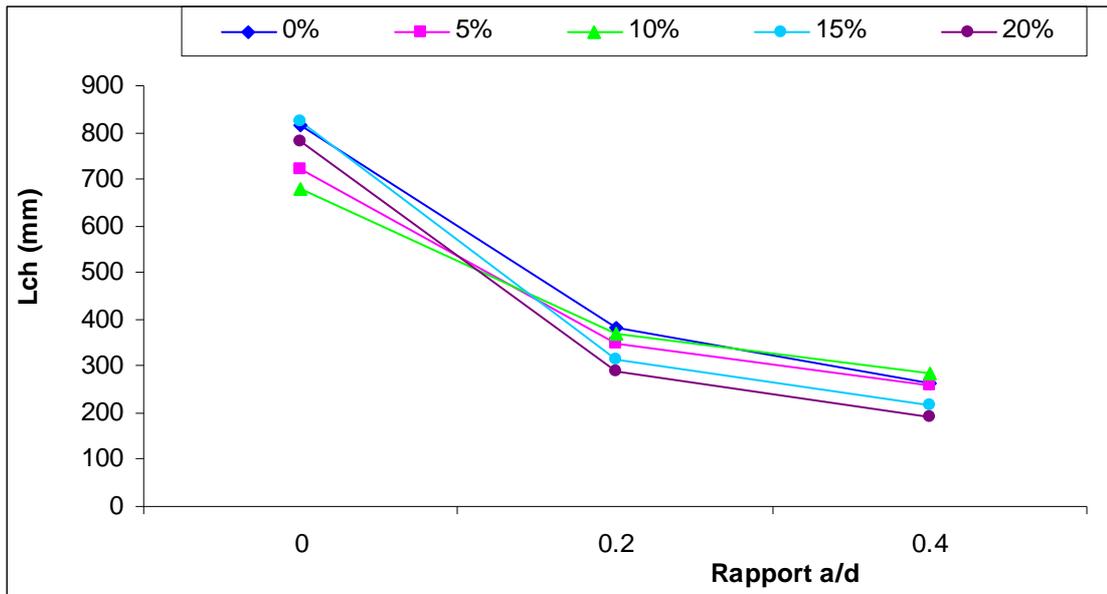


Figure 4.17. Effet de la profondeur de l'entaille sur la longueur caractéristique du mortier.

4.2.3.3. Influence de l'ajout calcaire sur le béton

Le tableau 4.4 résume les valeurs moyennes de la force de rupture, de la résistance à la flexion, de l'énergie de rupture, du module d'élasticité, de facteur d'intensité de contrainte, de la résistance à la traction et de la longueur caractéristique du béton. Les résultats détaillés sont présentés en annexe.

La figure 4.18 présente la variation de la force de rupture par flexion des éprouvettes de béton avec la variation de l'ajout calcaire dans le ciment. Elle montre que la force de rupture par la flexion augmente avec 5 % de calcaire de l'ordre de 5 % par rapport au ciment de référence, puis diminuent légèrement de l'ordre de 3 % pour 10 % de calcaire, et de 15 % pour 20 % de calcaire dans les éprouvettes non fissurées.

Cependant, l'effet de l'ajout calcaire sur la résistance à la flexion des éprouvettes entaillées n'est pas parfaitement identique. Dans ces éprouvettes, on observe une légère augmentation pour 5 % de calcaire pour les éprouvettes de petites entailles et une légère augmentation pour les éprouvettes de grandes entailles pour 5 % de calcaire. Pour 10 % à 20 % de calcaire, la résistance à la flexion augmente successivement avec l'augmentation de calcaire et elle est comparable pour 20 % de calcaire par rapport au ciment de référence.

Tableau 4.4. Valeurs moyennes des paramètres mécaniques de béton.

Calcaire	a/d=0						
	Fmax (kN)	Rf (MPa)	Gf (N/m)	E (MPa)	K _I (MPa√mm)	Ft (MPa)	Lch (mm)
0	9,01	8,26	357,08	34674,53	111,27	3,61	951,67
5	10,19	9,36	448,98	34787,83	124,98	3,63	1184,96
10	8,92	8,20	237,62	34130,98	90,06	3,49	664,03
15	9,04	8,22	231,85	34270,62	89,14	3,52	640,02
20	8,12	7,46	261,31	31514,82	90,75	2,98	927,62
a/d=0.2							
0	4,12	3,78	123,17	35177,33	65,82	3,71	314,39
5	5,28	4,85	198,57	34746,47	83,06	3,62	525,95
10	3,51	3,23	111,88	33993,08	61,67	3,47	316,48
15	3,55	3,26	94,18	32729,34	55,52	3,21	298,48
20	4,14	3,80	149,29	33912,11	71,15	3,45	425,32
a/d=0.4							
0	2,66	2,45	110,24	35372,88	62,45	3,75	276,74
5	1,85	1,70	70,10	34321,63	49,05	3,53	192,65
10	1,99	1,83	87,38	33833,67	54,37	3,43	250,67
15	2,42	2,23	91,26	32707,55	54,63	3,21	289,80
20	2,50	2,30	95,80	32110,94	55,46	3,09	321,49

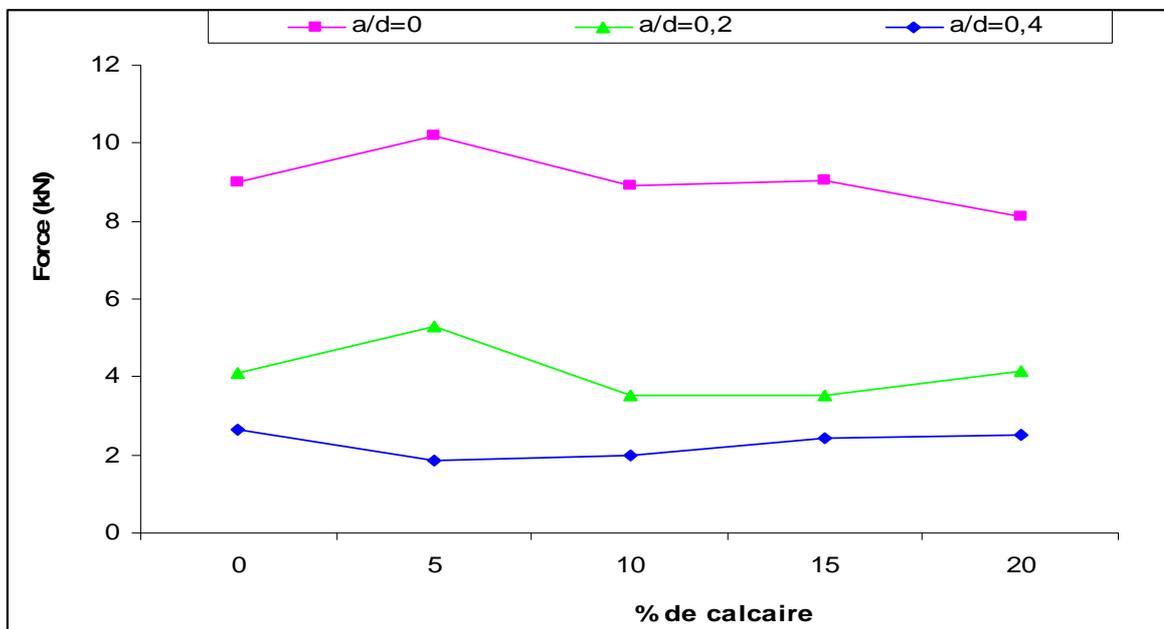


Figure 4.18. Effet du calcaire sur la force de rupture du béton.

D'après les figures 4.19 à 4.21, on constate une augmentation de l'énergie de rupture, du facteur d'intensité de contrainte et de la longueur caractéristique des éprouvettes non entaillées pour 5 % de calcaire par rapport au ciment de référence et une diminution importante pour 10 à 20 % de calcaire. Cependant, la longueur caractéristique est comparable pour 20 % de calcaire. L'augmentation de la longueur caractéristique est due à la diminution de l'énergie de rupture et de la résistance à la compression traduite par une diminution du module d'élasticité.

Cependant, on constate que la variation de l'énergie de rupture, du facteur d'intensité de contrainte et de la longueur caractéristique des éprouvettes de même entaille est parfaitement identique. Une légère augmentation de ces paramètres est observée pour les éprouvettes entaillées avec $\alpha = 0.2$ et une légère diminution pour les éprouvettes entaillées avec $\alpha = 0.4$ pour 5 % de calcaire. Pour 10 % et 15 % de calcaire, on constate une légère diminution de l'énergie de rupture et du facteur d'intensité de contrainte et des résultats comparables concernant la longueur caractéristique. Cependant, pour 20 % de calcaire, on constate une augmentation de l'énergie de rupture et du facteur d'intensité de contrainte des éprouvettes entaillées avec $\alpha = 0.2$ par rapport au ciment de référence. Pour les éprouvettes entaillées avec $\alpha = 0.4$, l'énergie de rupture et le facteur d'intensité de contrainte restent sans changement significative en comparaison aux résultats constatés pour 10 % et 15 % de calcaire. Les variations relatives des caractéristiques en comparaison aux éprouvettes de référence sans ajout calcaire sont données sur les figures 4.22 à 4.23.

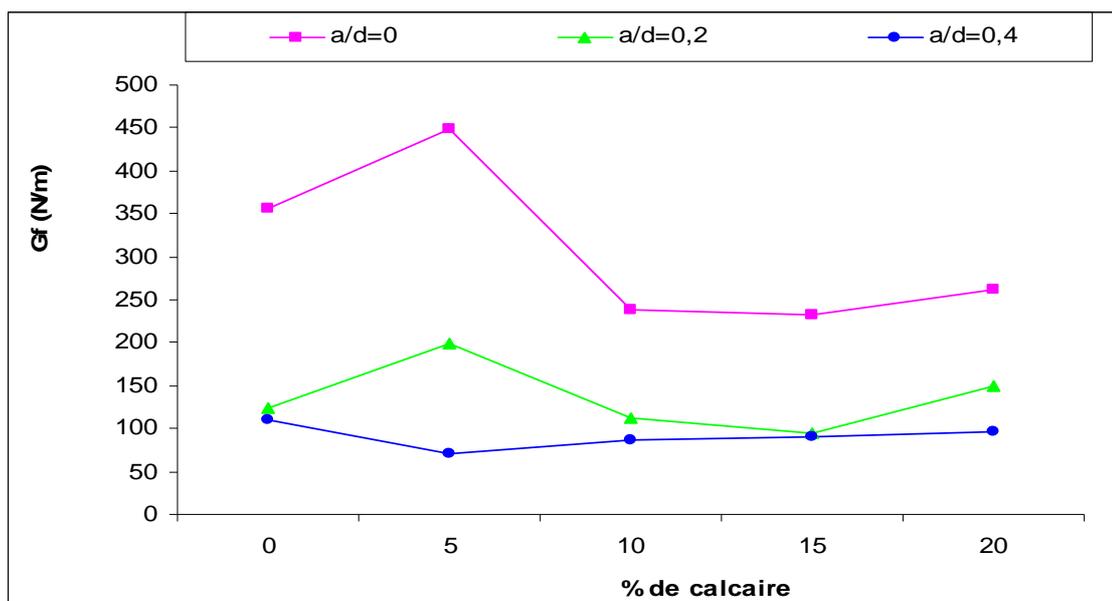


Figure 4.19. Effet du calcaire sur l'énergie de rupture du béton.

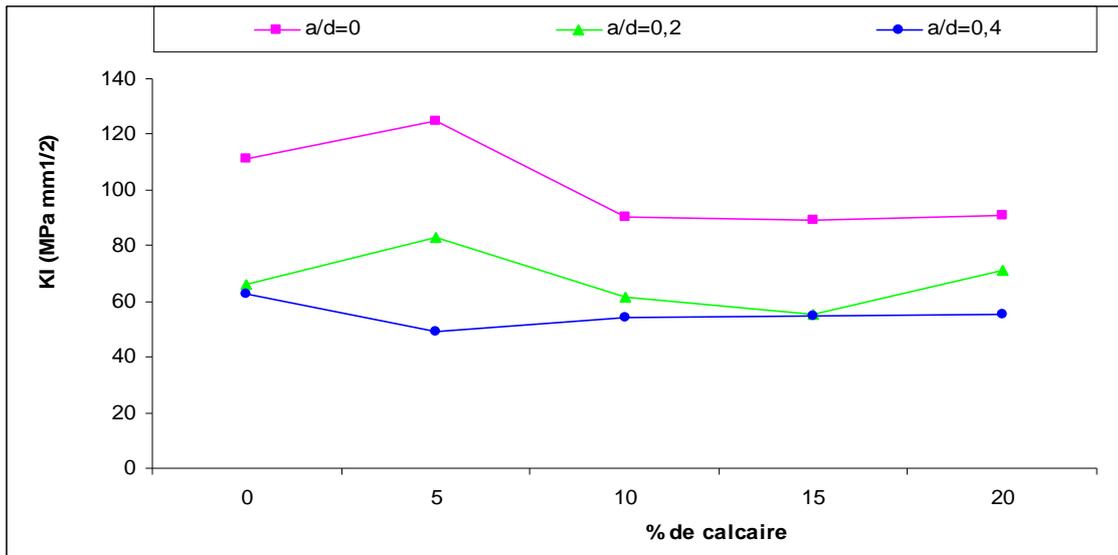


Figure 4.20. Effet du calcaire sur le facteur d'intensité de contrainte K_I du béton.

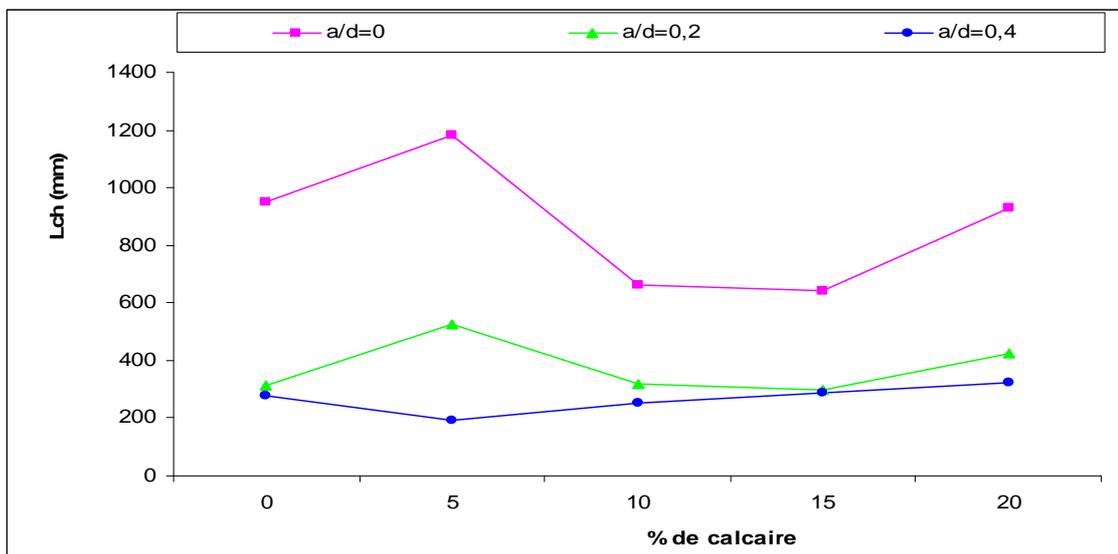


Figure 4.21. Effet du calcaire sur la longueur caractéristique du béton.

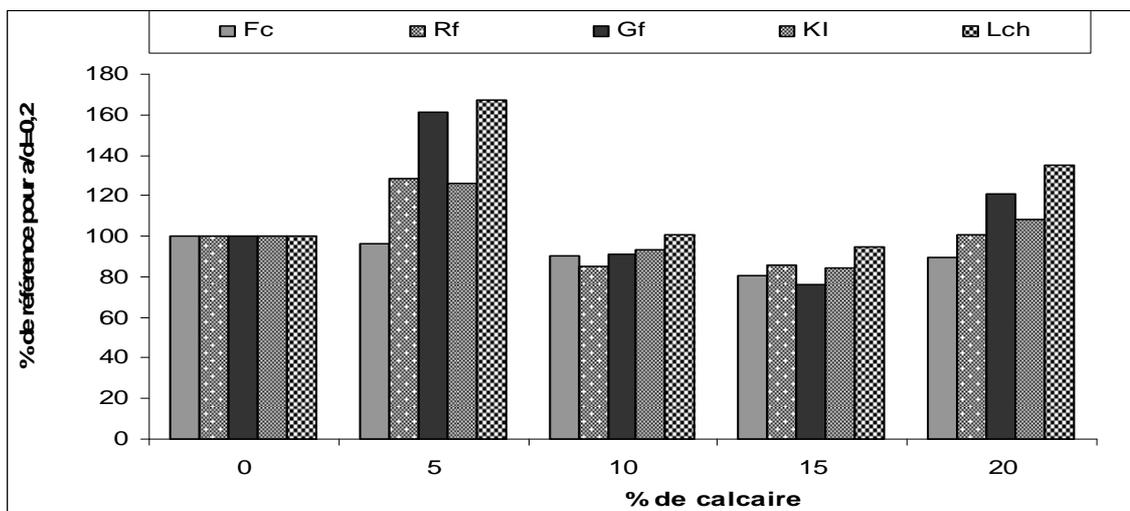


Figure 4.22. Comparaison de f_c , R_f , G_f , K_I et L_{ch} (à 360 jours) du béton fissuré ($\alpha=0,2$).

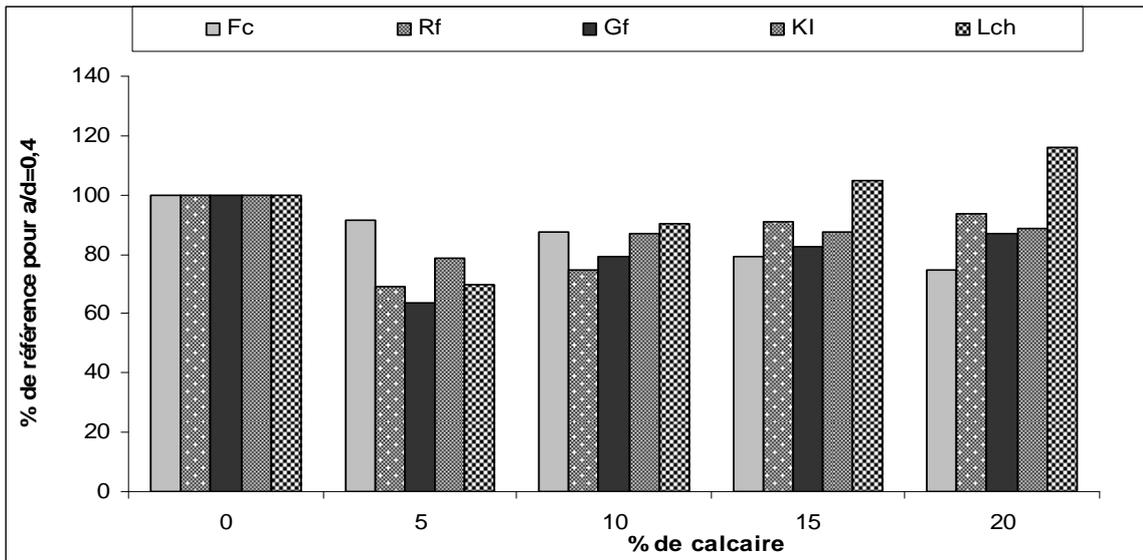


Figure 4.23. Comparaison de f_c , R_f , G_f , K_I et L_{ch} (à 360 jours) du béton fissuré ($\alpha=0,4$).

4.2.3.4. Influence de la profondeur des entailles sur la fissuration du béton

La variation de la force de rupture, l'énergie de rupture, le facteur d'intensité de contrainte et la longueur caractéristique des éprouvettes de béton entaillées et sans entailles sont présentées dans les figures 4.24 à 4.27.

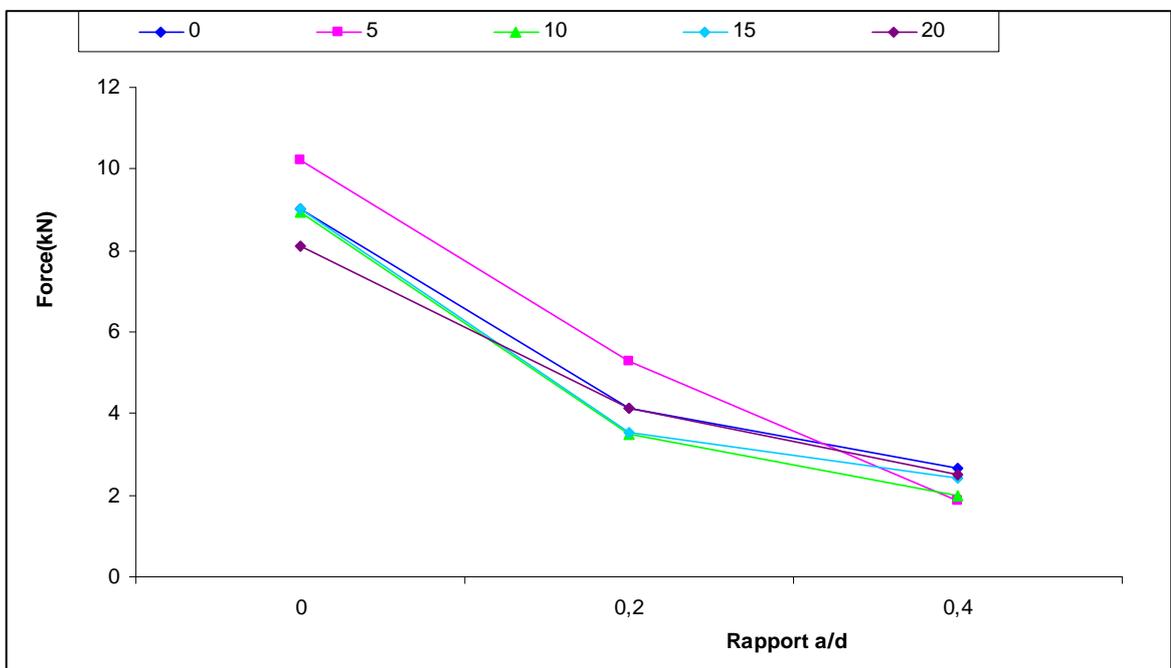


Figure 4.24. Effet des profondeurs des fissures sur la force de rupture du béton.

D'après la figure 4.24, on remarque que la force de rupture par flexion diminue avec l'augmentation des profondeurs d'entailles. Cette diminution est de l'ordre de 45 % à 64 % et 65 % à 81 % pour $\alpha = a/d$ égale 0.2 et 0.4, respectivement, par rapport aux éprouvettes non entaillées. Cependant, la diminution de la force de rupture et de la résistance à la flexion est moins importante (32 % à 59 %) entre les éprouvettes entaillées.

D'après les figures 4.25 à 4.27, on observe que l'énergie de rupture, le facteur d'intensité de contrainte et la longueur caractéristique diminuent avec l'augmentation des longueurs des entailles en comparaison aux éprouvettes non entaillées. Cette diminution est de l'ordre de 33 % à 66 % pour les éprouvettes entaillées avec un rapport $\alpha = a/d$ égale 0.2 et de 55 % à 85 % pour les éprouvettes avec $\alpha = 0.4$.

L'analyse de ces résultats montre que l'addition du calcaire dans le ciment contribue à l'augmentation de la résistance à la propagation des fissures et la présence des entailles contribue à la diminution de la résistance à la propagation des fissures dans le béton. Des améliorations des forces de rupture (F_{max}) et des énergies de rupture (G_F) ont été observées sur les poutres fissurées avec l'augmentation du calcaire notamment dans les éprouvettes avec fissures profondes. Cependant, l'entaille est la principale cause de la diminution de l'énergie et de la force de rupture. Ces entailles diminuent la longueur de la zone de propagation des fissures et les inerties des éprouvettes et par conséquent accélère la rupture. La diminution de G_f , K_I , et L_{ch} avec l'augmentation de la profondeur d'entaille est en parfaite concordance avec plusieurs études [54, 56, 92], lesquelles ont montré une diminution de la charge de rupture, de l'énergie de rupture et de facteur d'intensité de contrainte avec l'augmentation de la profondeur des entailles dans les éprouvettes.

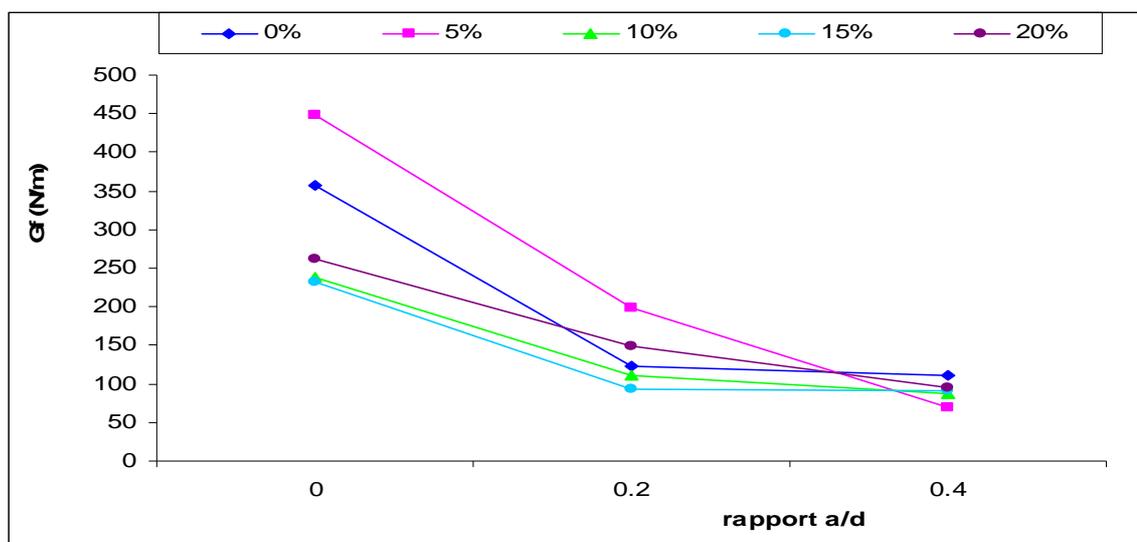


Figure 4.25. Effet des profondeurs des fissures sur l'énergie de rupture du béton.

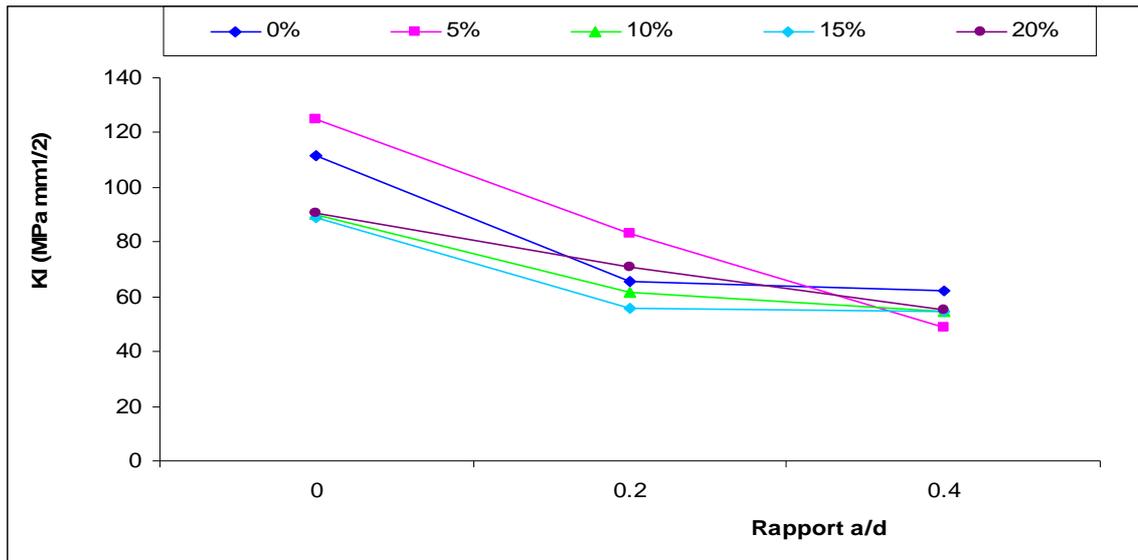


Figure 4.26. Effet des profondeurs des fissures sur le facteur d'intensité du béton.

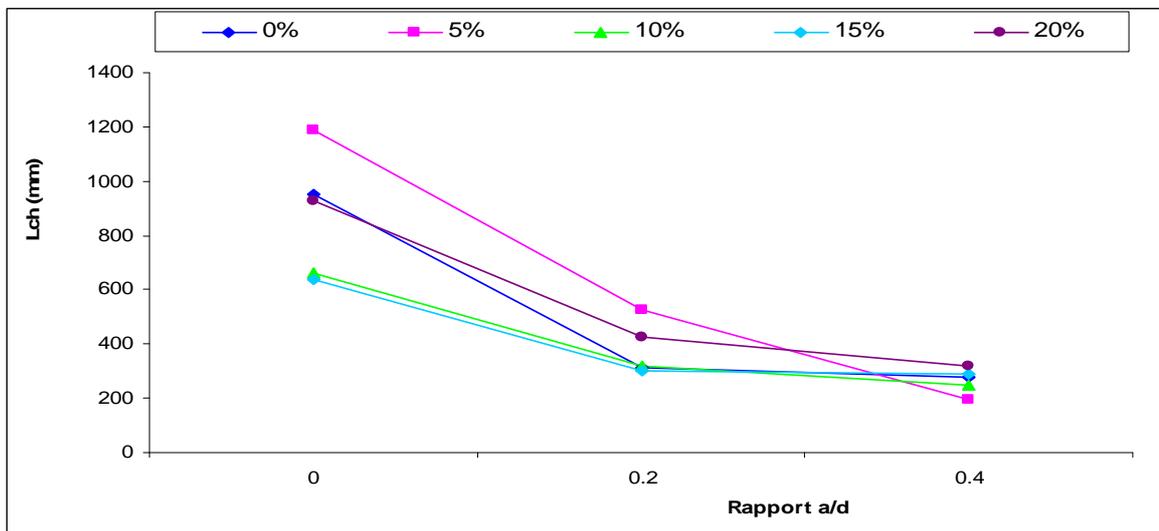


Figure 4.27. Effet des profondeurs des fissures sur la longueur caractéristique du béton.

4.3. Etude comparative

Cette étude comparative a pour objectif la comparaison entre les résultats expérimentaux de l'énergie de rupture (G_f) et la longueur caractéristique (L_{ch}) avec les prédictions de la norme MC90 proposée par le comité euro- international du béton et du facteur d'intensité de contrainte (K_I) déduit à partir de l'énergie de rupture et les formules analytiques présentées dans le tableau 2.4 (des différents rapports $\alpha=a/d$ et $\beta=L/d$).

Les figures 4.28 et 4.29 présentent la variation des résultats expérimentaux moyens de l'énergie de rupture et la longueur caractéristique du béton en fonction de la résistance à la compression et en comparaison avec les valeurs obtenues par les relations suivantes données par la norme MC90 :

$$Gf = a_d * f_c^{0.7} \quad (4.6)$$

$$Lch = (a_d/9) * f_c^{0.3} \quad (4.7)$$

Avec $a_d = 6$ pour $d_{max} = 16$ mm, $a_d = 8$ pour $d_{max} = 25$ mm et $a_d = 10$ pour $d_{max} = 32$ mm.

A la lecture de ces figures, on constate que l'énergie de rupture augmente avec l'augmentation de la résistance à la compression et la longueur caractéristique diminue selon la norme MC90. La comparaison des résultats expérimentaux avec ceux prédit par la norme montre que le code sous estime l'énergie de rupture et la longueur caractéristique des éprouvettes non entaillées. Cependant, pour les éprouvettes fissurées, on observe que le code prédire mieux les éprouvettes avec entailles profondes.

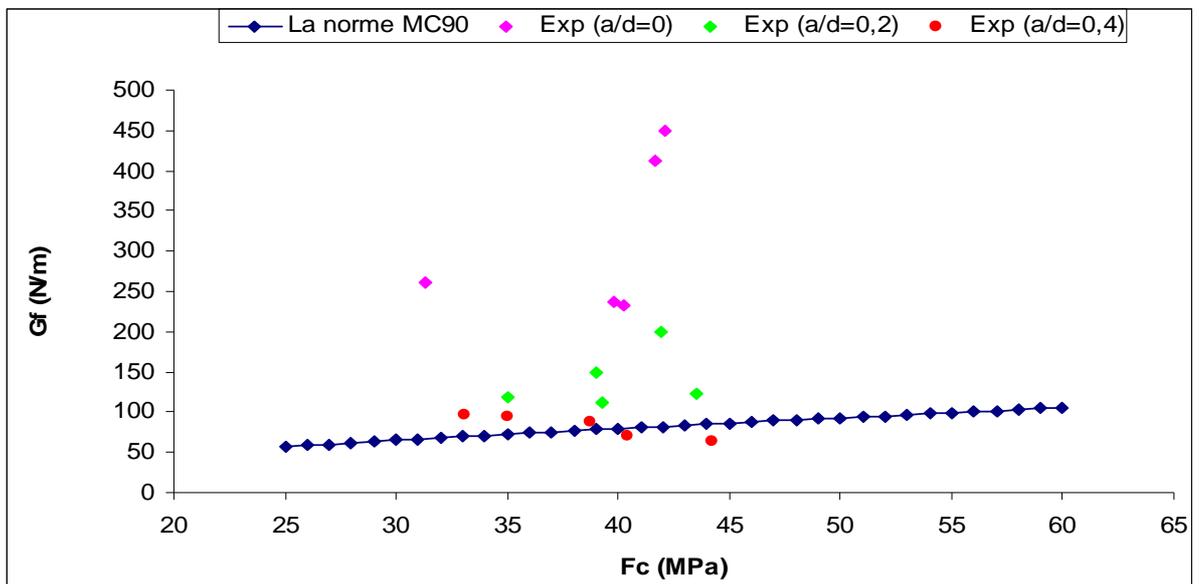


Figure 4.28. Variation de l'énergie de rupture en fonction de la résistance à la compression.

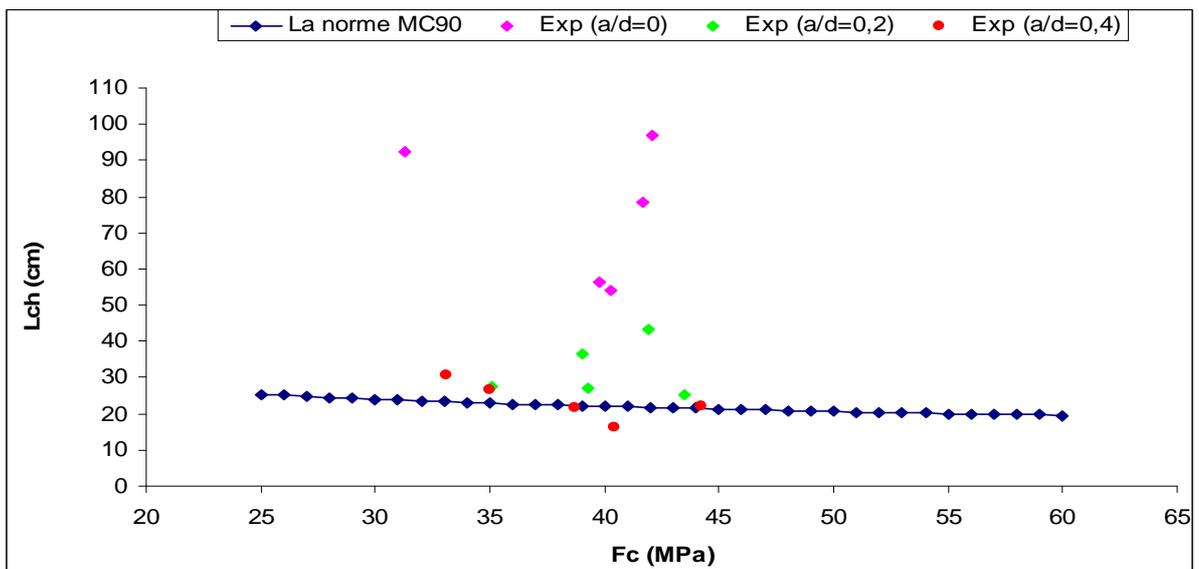


Figure 4.29. Variation de la longueur caractéristique en fonction de la résistance à la compression.

Les tableaux 4.5 et 4.6 regroupent les valeurs moyennes expérimentales du facteur d'intensité de contrainte de béton et mortier et ceux calculés analytiquement pour différents profondeurs d'entailles ($\alpha = a/d$) et de différents rapports longueur d'appuis – hauteur de l'éprouvette ($\beta = L/d$) (Tableau 2.2).

Les éprouvettes de l'étude expérimentale ont des longueurs d'entailles $\alpha = a/d = 0.2$ et 0.4 avec un rapport $\beta = L/d = 3$. Par conséquent, pour le calcul analytique les relations suivantes sont utilisées :

$$L/d=2.5 : K_I = \sigma_N \sqrt{\pi a} N(\alpha) \quad (4.8)$$

$$L/d=4 : K_I = \frac{6P}{bd} \sqrt{\pi a} F(\alpha) \quad (4.9)$$

Tableau 4.5. Comparaison expérimentale et analytique du K_I du béton.

Calcaire	P max (kN)	K_I		K_I exp	P max (kN)	K_I		K_I exp
	$\alpha=0,2$	L/D=4	L/D=2,5	L/D=3	$\alpha=0,4$	L/D=4	L/D=2,5	L/D=3
0	4,12	28,59	23,32	69,04	2,66	21,20	15,07	65,49
5	5,28	36,71	29,95	87,12	1,85	25,04	17,80	51,44
10	3,51	24,39	19,89	64,68	1,99	26,94	19,15	57,03
15	3,55	24,65	20,11	58,23	2,42	32,81	23,33	57,30
20	4,14	28,75	23,45	74,62	2,50	33,84	24,06	58,17

Tableau 4.6. Comparaison expérimentale et analytique du K_I du mortier.

Calcaire	P max (kN)	K_I		K_I exp	P max (kN)	K_I		K_I exp
	$\alpha=0,2$	L/D=4	L/D=2,5	L/D=3	$\alpha=0,4$	L/D=4	L/D=2,5	L/D=3
0	1,91	40,57	33,09	85,38	1,24	51,32	36,49	71,59
5	1,96	41,69	34,01	81,74	1,21	50,34	35,79	72,03
10	1,74	37,06	30,23	78,78	1,12	46,50	33,06	69,32
15	1,67	35,55	29,00	72,80	1,05	43,36	30,83	60,16
20	1,67	35,52	28,98	68,38	0,98	40,78	28,99	53,55

L'analyse des tableaux montre que le facteur d'intensité de contrainte K_I calculé par les formules analytiques augmente avec l'augmentation de la charge de rupture et avec l'augmentation du rapport L/d. Cependant, ces formules donnent des valeurs plus faibles de K_I par rapport à ceux déduit de l'énergie de rupture déterminée expérimentalement. Par conséquent, l'utilisation de ces formules reste dans la sécurité des ouvrages.

4.4. Conclusion

La détermination et l'analyse des paramètres de la mécanique de la rupture du mortier et béton fissurées et non fissurées avec et sans ajout calcaire ont permis d'évaluer l'effet du calcaire et l'effet des entailles sur la propagation des fissures. En effet, on a constaté une diminution importante de la force de rupture, de l'énergie de rupture, du facteur d'intensité de contrainte et de la longueur caractéristique du mortier et du béton avec l'augmentation de la profondeur des entailles. L'augmentation de la profondeur des fissures diminue la longueur de la zone de propagation des fissures. La réduction de cette zone réduit la longueur des microfissures qui propagent avant la fissure principale et par conséquent la rupture est accélérée.

Cependant, l'effet de l'ajout calcaire dans le mortier et béton et dans les éprouvettes non entaillées et entaillées est différent. Dans les éprouvettes du mortier, on a observé une diminution de la force de rupture, de l'énergie de rupture et du facteur d'intensité de contrainte avec l'augmentation du calcaire dans les éprouvettes non entaillées et des résultats comparables pour 5 % et 10 % de calcaire suivie d'une diminution pour 15 % et 20 % de calcaire pour les éprouvettes entaillées. Cependant, une diminution de la longueur caractéristique est enregistrée pour 5 % et 10 % de calcaire puis une augmentation pour 15 % et 20 %.

Dans les éprouvettes du béton, on a constaté une légère augmentation des paramètres de rupture à 5 % de calcaire pour les éprouvettes non entaillées et entaillées avec $\alpha=0.2$ et une légère diminution pour les éprouvettes entaillées avec $\alpha=0.4$. Cependant, pour les éprouvettes non fissurées ayant 10 % à 20 % de calcaire, une diminution de ces paramètres est enregistrée et une amélioration pour les éprouvettes fissurées. L'influence de la profondeur d'entaille sur la fissuration dans le mortier et béton est prédominante par rapport à l'effet de l'ajout calcaire dans le ciment.

CHAPITRE 5

ANALYSE NUMERIQUE BIDIMENSIONNELLE NON LINEAIRE

5.1. Introduction

Le comportement non linéaire des éléments de structures a amené les chercheurs à réfléchir sur une solution numérique approchée permettant de mieux simuler le comportement des systèmes physiques étudiés. La résolution par éléments finis est actuellement l'une des méthodes les plus utilisées pour analyser ces comportements. La méthode des éléments finis permet de transformer les équations différentielles du problème physique en système linéaire fini d'équations algébriques, par l'application du principe des travaux virtuels. Le milieu réel est discrétisé par un milieu supposé équivalent divisé en sous-domaines réguliers, appelés éléments finis. Le type d'élément utilisé pour la subdivision de la structure dépend en général de la géométrie de celle-ci. Pour l'analyse des structures bidimensionnelles, les éléments choisis sont souvent les éléments triangulaires ou quadrilatéraux [95-96].

Dans ce chapitre, on présente les étapes d'une modélisation numérique bidimensionnelle non linéaire par éléments finis de la propagation des fissures dans le béton en déformation plane avec épaisseur par le logiciel ANSYS 5.4. Le but est d'obtenir la réponse (Les courbes complètes charge – flèche) des différentes éprouvettes témoins et entaillées selon le mode de rupture I (ou mode d'ouverture de fissure) par l'essai de flexion trois point et comparer les résultats expérimentaux avec ceux obtenus numériquement. Le modèle bidimensionnel a été adopté car des tests numériques effectués par de nombreux auteurs ont montré que le modèle numérique tridimensionnel (3D) appliqué au béton non armé donne des résultats non réalistes et que ce modèle 3D à fissures réparties inclus dans le logiciel ANSYS s'adapte bien au cas du béton armé [97].

5.2. Présentation du logiciel ANSYS 5.4

Le logiciel ANSYS 5.4 est un programme basé sur la méthode des éléments finis. Il permet la résolution de différents types de problèmes par la prise en compte de la non linéarité, la plasticité, l'hyper-plasticité, le retrait, le contact, l'anisotropie du matériau...etc. Il offre plusieurs produits couvrant différentes disciplines (61 produits). Les produits de base sont classés en familles à partir desquelles sont combinés des produits secondaires.

Pour la discipline Structure le nom de produit de base est **ANSYS / Structural** et **ANSYS / Structural / Emag 3D** et **ANSYS / Structural / Flotran** sont des produits secondaires qui englobent les programmes de calcul Structure–Electromagnetique et Structure–Fluides respectivement.

La bibliothèque du logiciel ANSYS 5.4 contient plusieurs types de loi de comportement de matériaux. En fonction de l'application, la propriété du matériau peut être linéaire ou non linéaire, isotropique, orthotropique ou anisotropique et la température soit constante soit variable en fonction du temps. La bibliothèque contient aussi plus de 100 types d'éléments des différentes catégories à savoir BEAM, COMBINATION, CONTACT, FLUID, HYPERELASTIC, LINK, MASS, MATRIX, PIPE, PLANE, SHELL, SOLID.

L'introduction des données se fait par deux méthodes ; soit par les commandes (plus de 800 commandes) ou par l'interface graphique (GUI Graphical User Interface). Le GUI est composé de fenêtres, menus et boîtes de dialogue qui nous permettent d'introduire nos données et d'exécuter des fonctions. Le GUI est la méthode la plus simple à utiliser. Le logiciel contient neuf (09) processeur résumés dans le tableau 5.1.

Tableau 5.1. Processeurs disponibles dans le logiciel ANSYS 5.4 [98].

Processeur	Fonction	Chemin GUI
PREP7	Création du modèle (géométrie, matériaux.)	Main Menu>Preprocessor
SOLUTION	Application du chargement et obtention de la solution	Main Menu>Solution
POST1	Revue des résultats du modèle entier à un temps spécifié	Main Menu>General Postproc
POST26	Revue des résultats à des points spécifiques du modèle fonction du temps	Main Menu>TimeHist Postproc
OPT	Conception initiale	Main Menu>Design opt
AUX2	Transformation des fichiers binaires en forme exploitable	Utility Menu>File>List>Binary Files
AUX12	Spécifique aux analyses thermiques (calcul et génération de la matrice de radiation)	Main Menu>Radiation matrix
AUX15	Translation des fichiers CAD	Utility Menu>File>import
RUNSTAT	Statistique	Main Menu>Run-time stats

5.3. Etapes de modélisation

La simulation du problème étudié est effectuée en utilisant des éléments dont le comportement se rapproche de celui recherché. La figure 5.1 présente les différentes étapes de la modélisation. Les éprouvettes étudiées sont modélisées avec un élément fini appelé « PLANE 82 » ; élément quadrilatéral avec huit nœuds, chaque nœud a deux degrés de libertés (Figure 5.2). Le matériau est assimilé par un comportement multi- linéaire élastique « MLES » (Figure 5.3). La tangente du premier tronçon du graphe contrainte – déformation (σ - ε) représente le module d'élasticité du matériau dans le domaine linéaire, la seconde (partie descendante) représente l'adoucissement. L'introduction des données relatives aux propriétés des matériaux s'effectue en utilisant le processeur **Preprocessor**.

L'application du chargement s'effectue en utilisant le processeur **Solution**. Elle est appliquée comme étant un déplacement imposé sur un nœud à mi-portée de l'éprouvette au dessus de la fissure. Les déplacements imposés sont ceux obtenus expérimentalement. Le module **Solution** permet de résoudre le problème après le maillage de l'éprouvette et la définition des conditions d'appuis. La solution est obtenue par la méthode itérative pas à pas de Newton - Raphson. Cette méthode est basée sur des tangentes droites pour chaque pas jusqu'à la convergence de la solution. Dans le module post processeur graphique **TimeHist Postpro**, on trace la courbe force (réaction)- déplacement vertical (F - u_y) du point d'application du déplacement imposé. Le processeur **General Postproc** permet d'obtenir la déformée, les déplacements vertical et horizontal ainsi que la distribution des contraintes et des déformations.

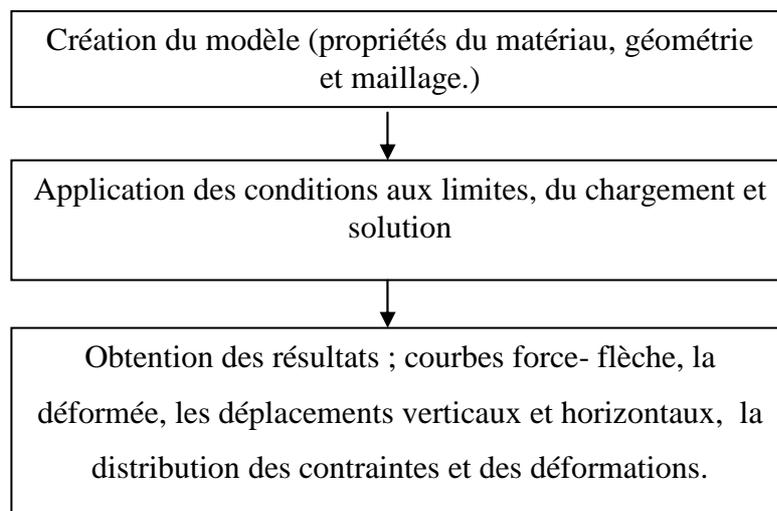


Figure 5.1. Organigramme des étapes de l'analyse.

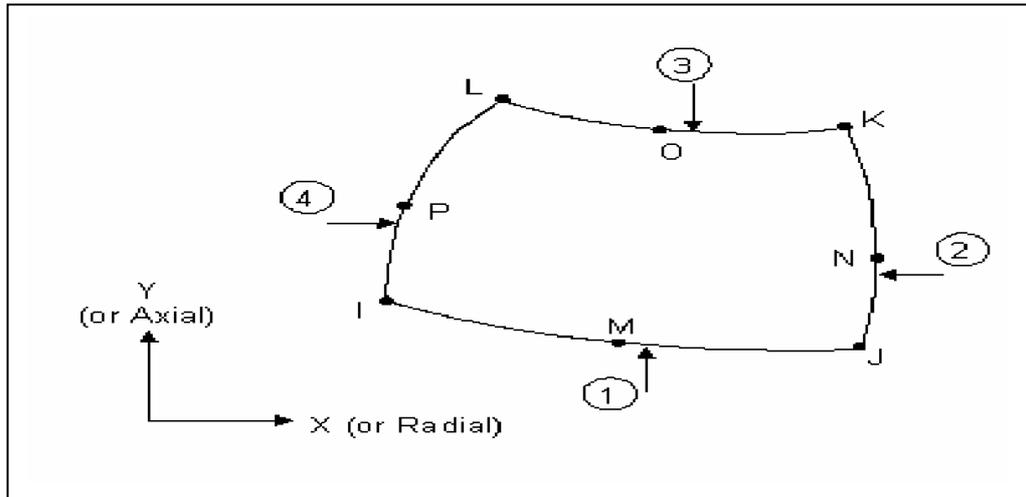


Figure 5.2. Géométrie de l'élément fini PLANE 82 [98].

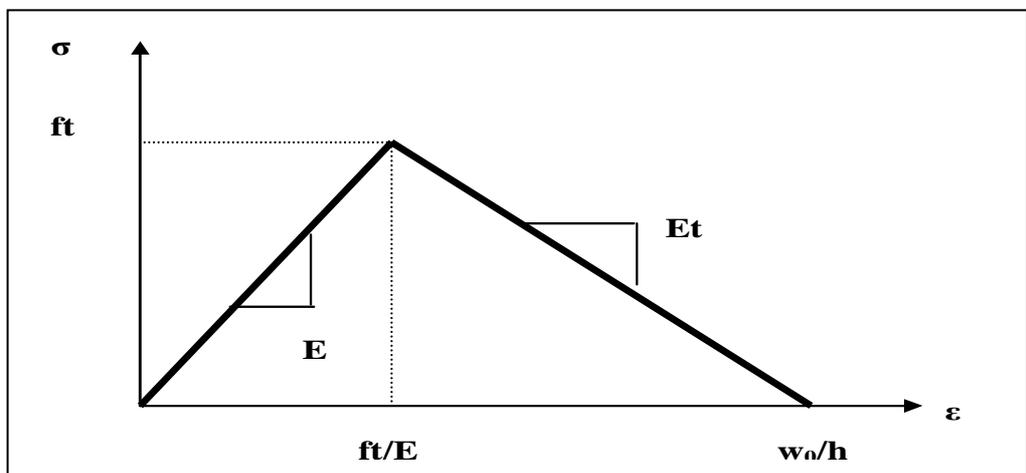


Figure 5.3. Loi de comportement de traction du béton.

Le comportement du matériau, selon le modèle de la fissure discrète de Hillerborg (ou en anglais Discrete Crack Model), est considéré linéaire et la zone du processus de rupture est modélisée par un élément fini non linéaire unidirectionnel « Combination non linear spring 39 » de longueur nulle introduit le long de la zone micro fissurée, au dessus de la fissure [98]. La courbe (f-w) de la zone tendu dépend de la forme de la courbe contrainte- ouverture de fissure du matériau (σ -w), qui peut être considérée linéaire, bilinéaire ou exponentielle alors que l'énergie de rupture (G_F) reste constante (Figure 5.4).

Cependant, le logiciel ANSYS 5.4 ne permet pas d'introduire directement la courbe (σ -w) et par conséquent l'énergie de rupture (G_F). La courbe (f-w) du matériau est alors introduite dans ce cas par la courbe force – déplacement (f-d) du ressort non linéaire.

Le modèle de la bande fissurée du Bazant (ou en anglais Smeared Crack Model), considère que la zone de processus de rupture ou zone de propagation des fissures est une bande fissurée, de largeur allant jusqu'à $8d_a$ dont la déformation ε de cette zone égale à w/h [99-100] (d_a , w et h représentent le diamètre maximal des granulats, l'ouverture de la fissure et la dimension de la bande fissurée ou de l'élément fini respectivement). Dans ce modèle, la courbe ($f-w$) qui caractérise l'énergie de rupture est remplacée par la courbe contrainte – déformations ($\sigma-\varepsilon$).

5.4. Variables étudiées

Nous effectuons un calcul en éléments finis jusqu'à la rupture des éprouvettes de béton témoins et entaillées en flexion trois points. Le mode de rupture est le mode I qui est le mode le plus probable et le plus dangereux pour les structures. Les variables étudiées dans cette analyse numérique sont groupées dans le tableau 5.2. Le matériau béton est supposé homogène, isotrope, linéaire et élastique. Les paramètres du matériau à introduire sont : le module d'élasticité E , le coefficient de poisson ν , la loi complète de comportement du matériau béton avec une approximation linéaire ou bilinéaire de la partie descendante, en fonction de l'approximation linéaire ou bilinéaire de la courbe contrainte - ouverture de fissure ($\sigma-w$) avec une énergie de rupture (G_F) constante et un déplacement contrôlé (imposé) appliqué au nœud de la mi portée de la poutre au dessus de la fissure obtenue expérimentalement.

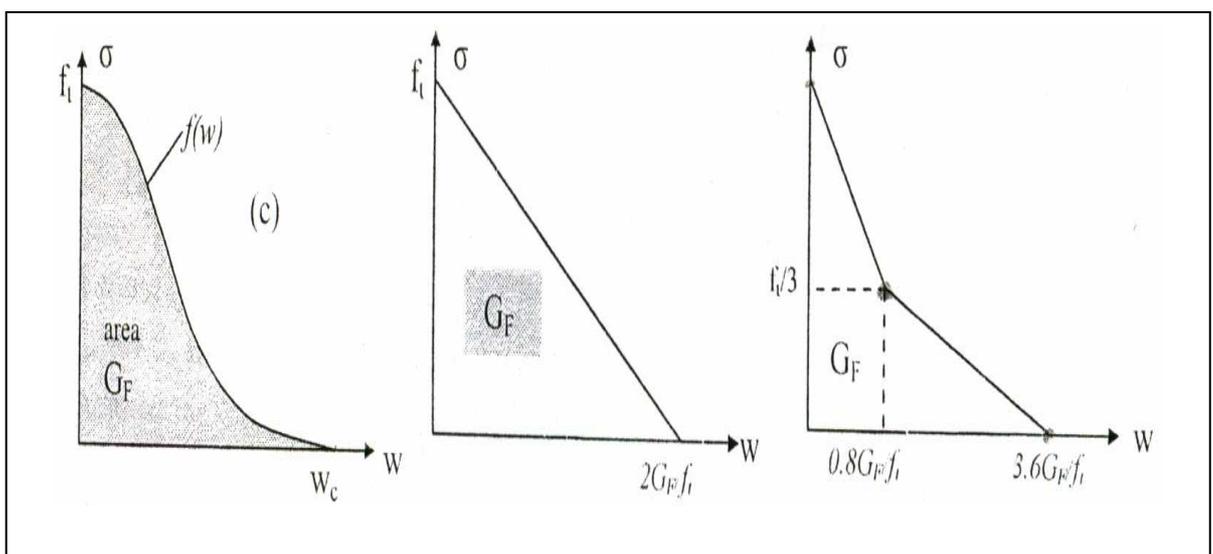


Figure 5.4. Représentation linéaire et bilinéaire de la courbe ($\sigma-w$) [97].

L'analyse numérique non linéaire bidimensionnelle de la propagation des fissures dans le béton a été fait suivant le modèle de la bande fissuré en utilisant la flexion trois points. Les éprouvettes de béton possèdent trois profondeurs différentes des fissures ; $\alpha = a/d = 0, 0.2$ et 0.4 (α étant le rapport entre la longueur initiale de la fissure et la hauteur de l'éprouvette). La géométrie, le maillage et les conditions aux limites sont illustrés sur les figures 5.5 et 5.6.

Les résultats numériques des différentes dimensions des bandes fissurées (éléments finis $h = 2 \cdot da$) et de comportement linéaire et bilinéaire de l'adoucissement du matériau sont comparés entre eux afin d'étudier l'influence de ces facteurs sur les réponses des éprouvettes.

Tableau 5.2. Variables prises en compte dans l'analyse numérique.

Dimensions des éprouvettes en cm^3	Ft (MPa)	E (MPa)	ν	$\alpha =$ a/d	Gf (N/m)	Type d'adoucissement			
						linéaire		bilinéaire	
Béton (7x7x28)	4.23	38318	0.2	0.0	308	$\sigma = ft ;$ $\epsilon_{el} = ft/E$	$\sigma = 0 ;$ $\epsilon_t = \epsilon_{el} + 2 \cdot Gf / (ft \cdot h)$	$\sigma_1 = ft/3 ;$ $\epsilon_1 = \epsilon_{el} + 0.8 \cdot Gf / (ft \cdot h)$	$\sigma = 0 ;$ $\epsilon_t = \epsilon_{el} + 3.6 \cdot Gf / (ft \cdot h)$
				0.2	124				
				0.4	100				

5.5. Présentation des résultats

Les figures ci-dessous montrent les résultats relatifs au béton obtenus par une modélisation bidimensionnelle non linéaire des poutres entaillées ($\alpha = 0, 0.2$ et 0.4) en utilisant le logiciel ANSYS 5.4. La loi de comportement (σ - ϵ) a été considérée linéaire et bilinéaire et la largeur de la bande fissurée a été prise égale à « $2 \cdot da$ » pour chaque type de comportement ($da = 15$ mm étant le diamètre max des granulats). Cette manière de procéder permet de passer de la loi (σ - w) à la loi (σ - ϵ).

La figures 5.5 présent le maillage et les conditions d'appuis des éprouvettes entaillées en flexion trois points avec un déplacement imposé au nœud situé au milieu de l'éprouvette. Les figures 5.6 à 5.8 présentent les réponses obtenues ; c'est-à-dire les courbes Force- Flèche du point d'application de déplacement imposé (ou de la force).

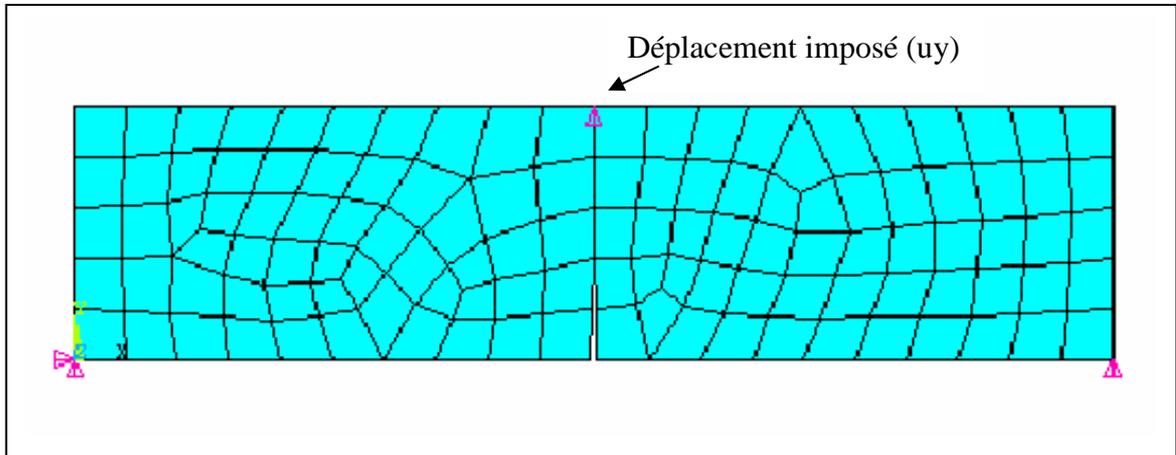


Figure 5.5. Maillage d'une éprouvette entaillée en flexion trois points.

5.5.1. Réponses des éprouvettes entaillées ($\alpha=a/d=0.4$)

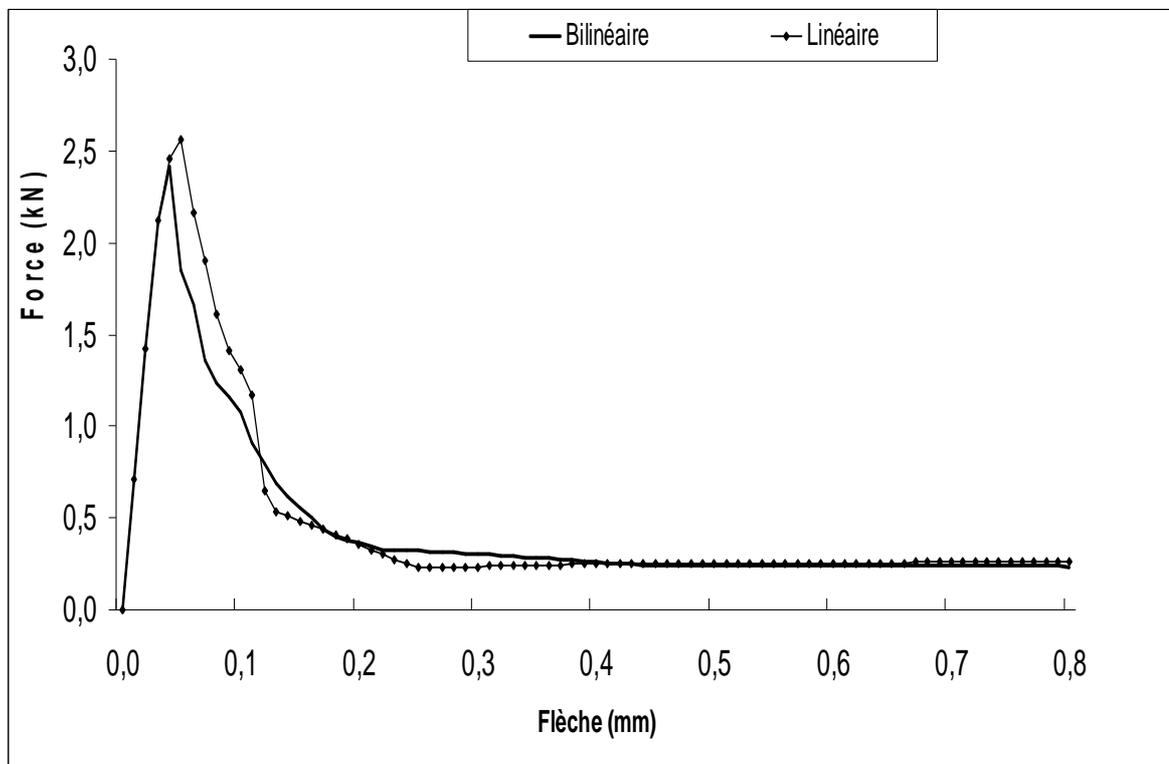


Figure 5.6. Courbes force - flèche d'une éprouvette en béton entaillée en flexion trois points avec adoucissement bilinéaire et linéaire ($\alpha= 0.4$).

5.5.2. Réponses des éprouvettes entaillées ($\alpha=a/d=0.2$)

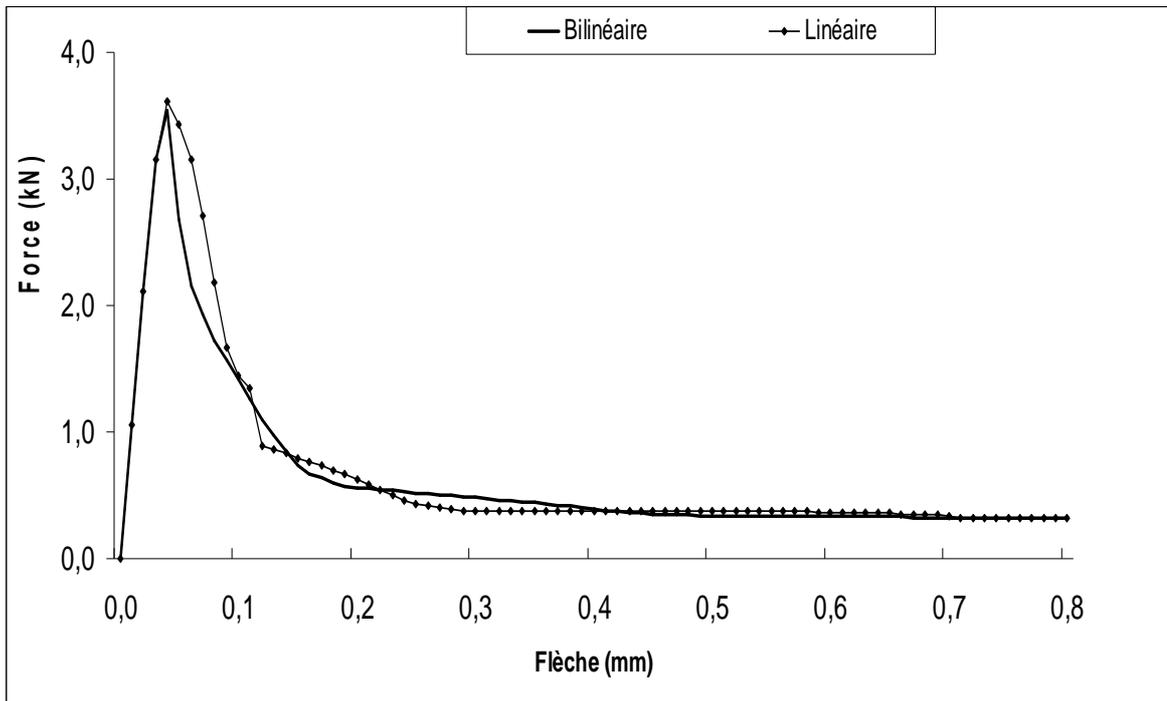


Figure 5.7. Courbes force - flèche d'une éprouvette en béton entaillée en flexion trois points avec adoucissement bilinéaire et linéaire ($\alpha = 0.2$).

5.5.3. Réponses des éprouvettes témoins ($\alpha=a/d=0.0$)

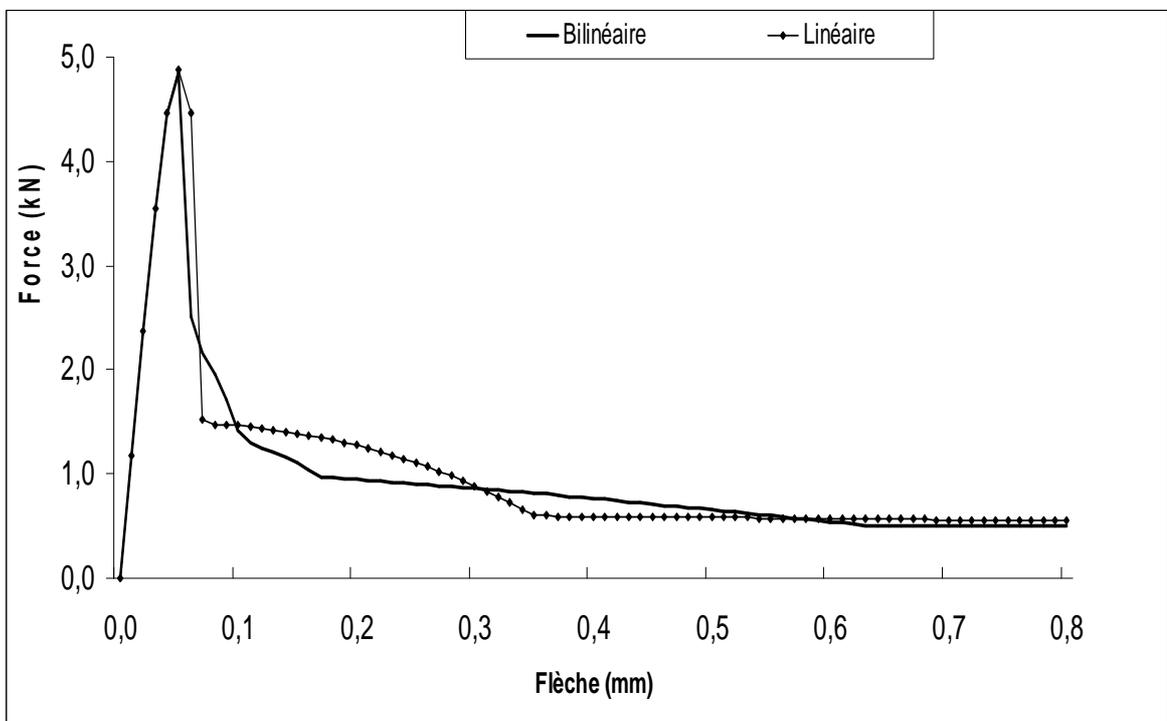
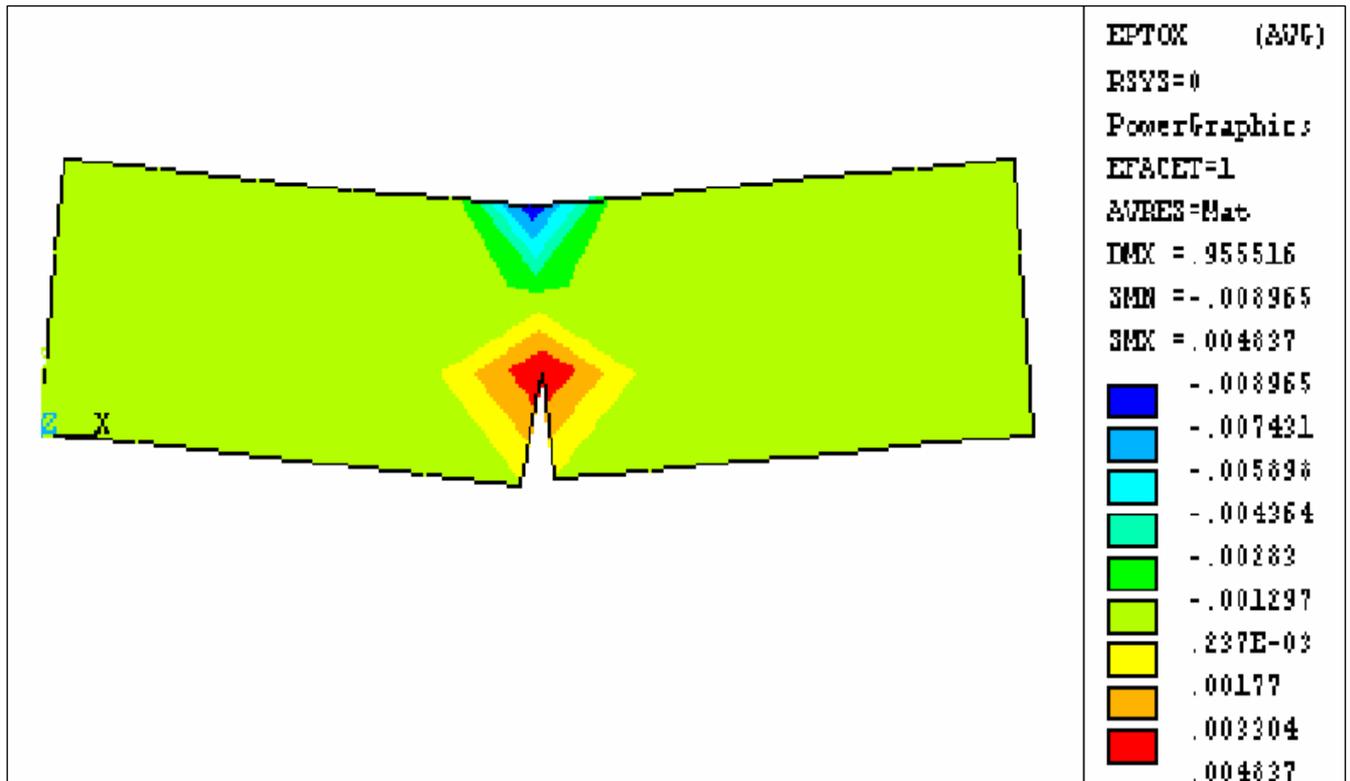
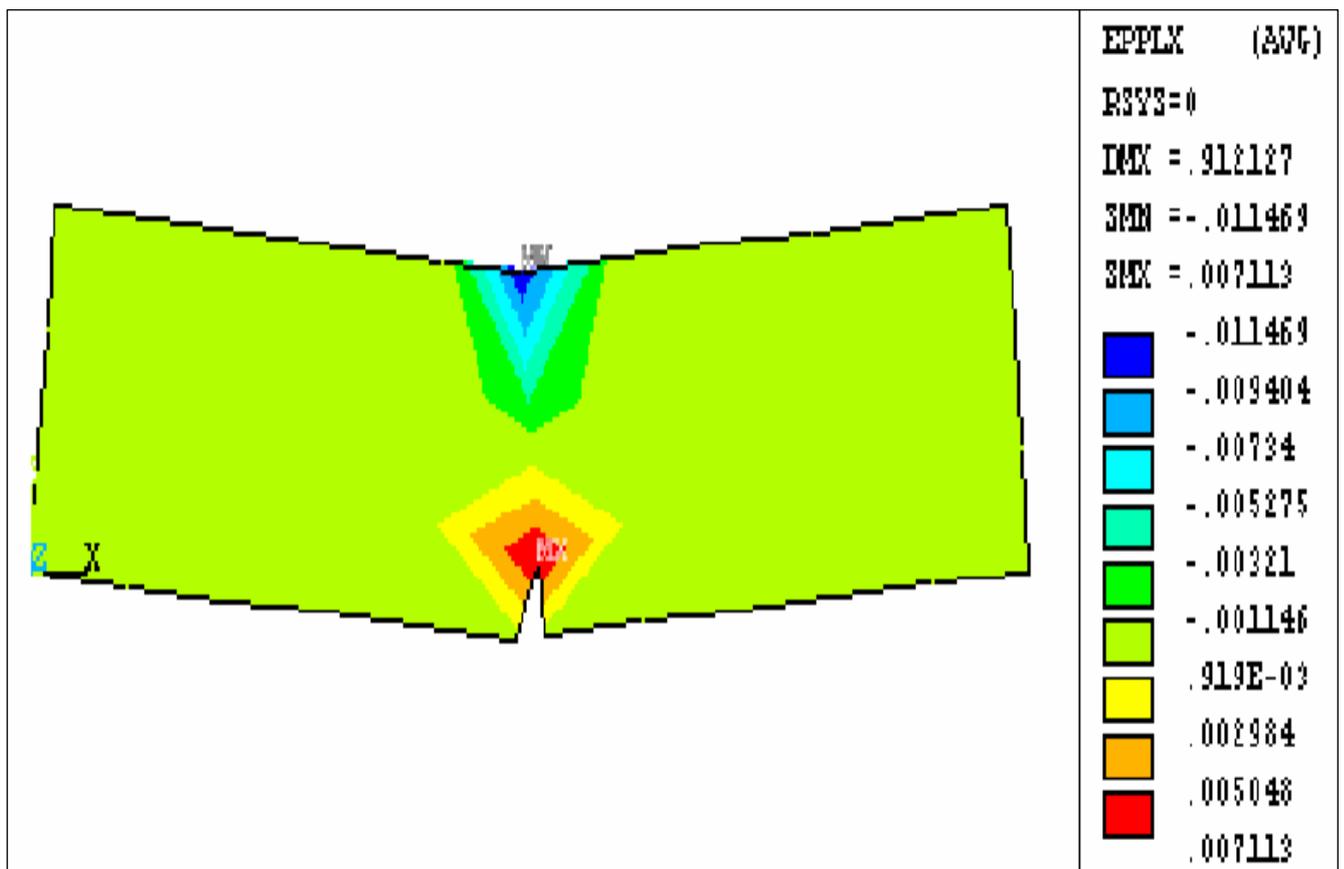


Figure 5.8. Courbes force - flèche d'une éprouvette en béton non fissurée en flexion trois points avec adoucissement bilinéaire et linéaire ($\alpha = 0$).

A la lecture des ces réponses, on constate que la charge de rupture diminue avec l'augmentation de la profondeur de l'entaille. L'allure des courbes et les valeurs des forces de rupture obtenue dépendent de la loi de comportement du matériau (linéaire ou bilinéaire). Les charges maximales obtenues par le modèle linéaire sont légèrement plus importantes que celles obtenues par le modèle bilinéaire. Les branches descendantes de ces courbes sont mieux présentées avec un comportement bilinéaire. Le modèle avec adoucissement bilinéaire est plus proche des essais expérimentaux par rapport à l'adoucissement linéaire.

Les résultats obtenues sont en concordance avec plusieurs études expérimentales [54, 56, 92] et numériques [97, 100-101], lesquelles ont montré une diminution de la charge de rupture avec l'augmentation des entailles dans les poutres et une influence du type de comportement de la partie adoucissante des courbes contraintes - déformations (σ - ϵ) et contraintes – ouverture de fissure (σ - w) sur la réponse. L'allure des courbes force – déplacement vertical avec un comportement exponentielle et bilinéaire présentent au mieux les réponses par rapport au comportement linéaire en comparaison avec les résultats expérimentaux.

Les figures 5.9 à 5.14 présentent les différents niveaux de déformations plastiques, de déplacements verticaux (la déformée) et horizontaux des éprouvettes fissurée ($\alpha = 0.4$ et 0.2). Les déformations plastiques du béton augmentent avec la diminution des profondeurs des fissures. Ces déformations sont concentrées autour du pointe de la fissure puis se propagent et diminuent en s'éloignant de l'entaille et le long de la zone de propagation des fissures La flèche maximale est au milieu des éprouvettes et une légère augmentation du déplacement horizontale a été observé des éprouvettes ayant une grande entaille.

Figure 5.9. Déformations plastiques d'une éprouvette en béton fissurée ($\alpha = 0.4$).Figure 5.10. Déformations plastiques d'une éprouvette en béton fissurée ($\alpha = 0.2$).

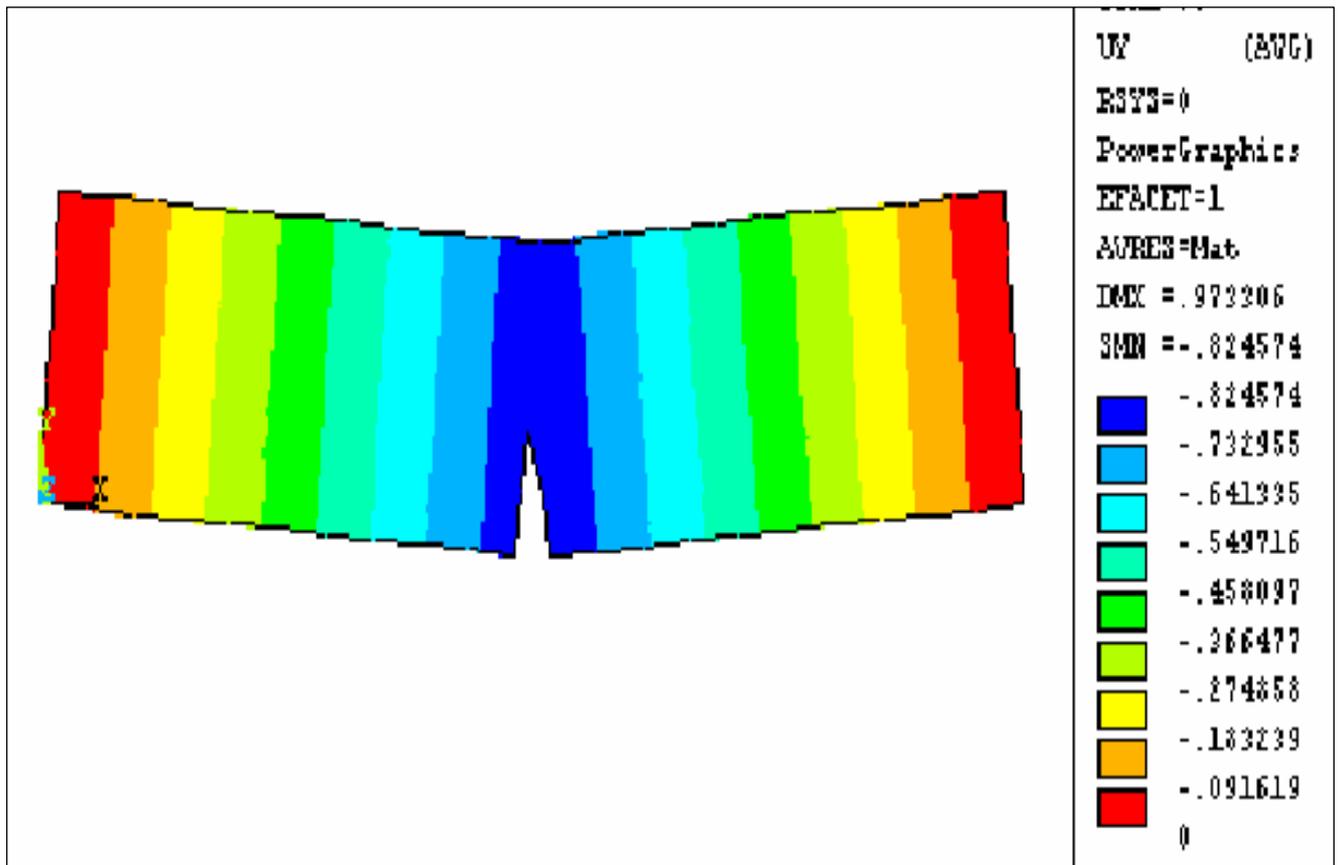


Figure 5.11. Déplacement vertical u_y d'une éprouvette en béton fissurée ($\alpha = 0.4$).

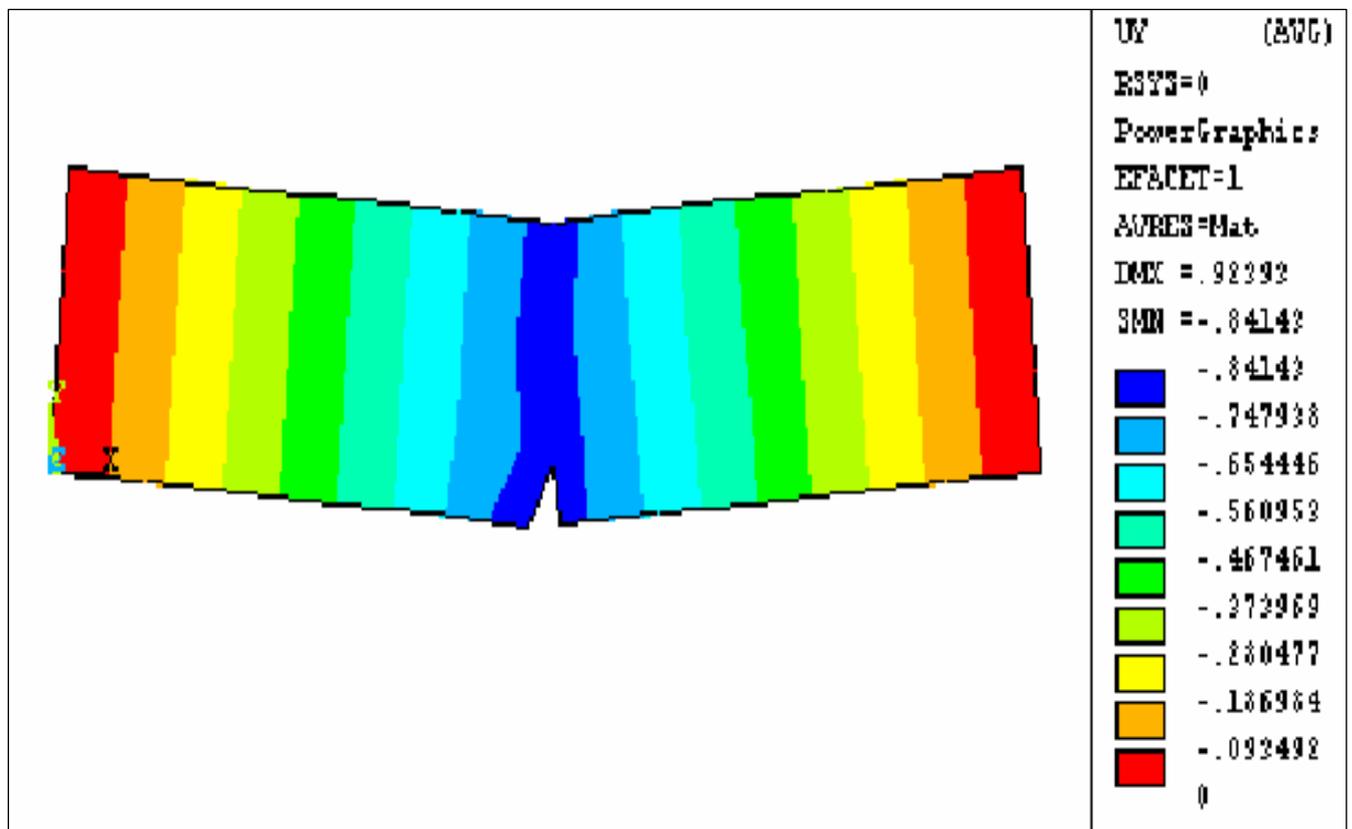


Figure 5.12. Déplacement vertical u_y d'une éprouvette en béton fissurée ($\alpha = 0.2$).

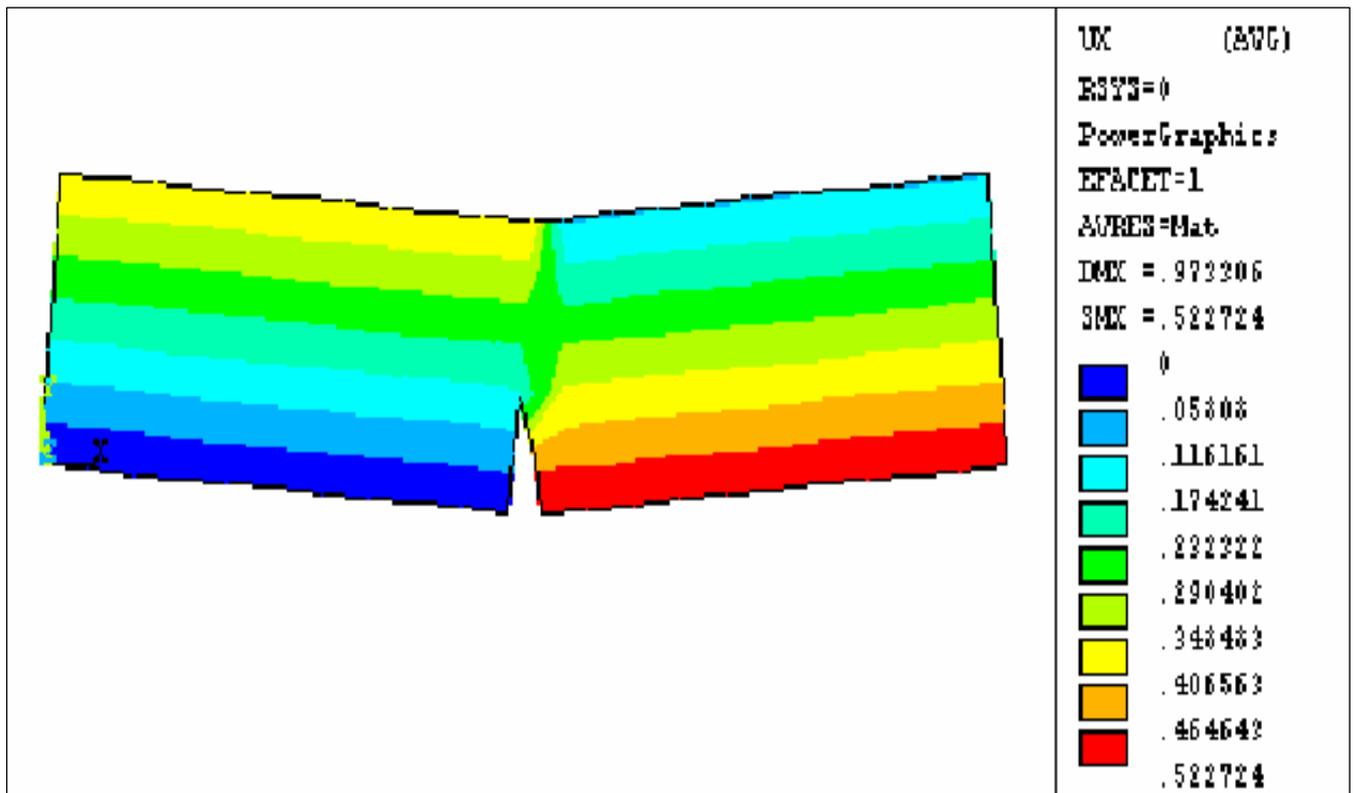


Figure 5.13. Déplacement horizontal u_x d'une éprouvette en béton fissurée ($\alpha = 0.4$).

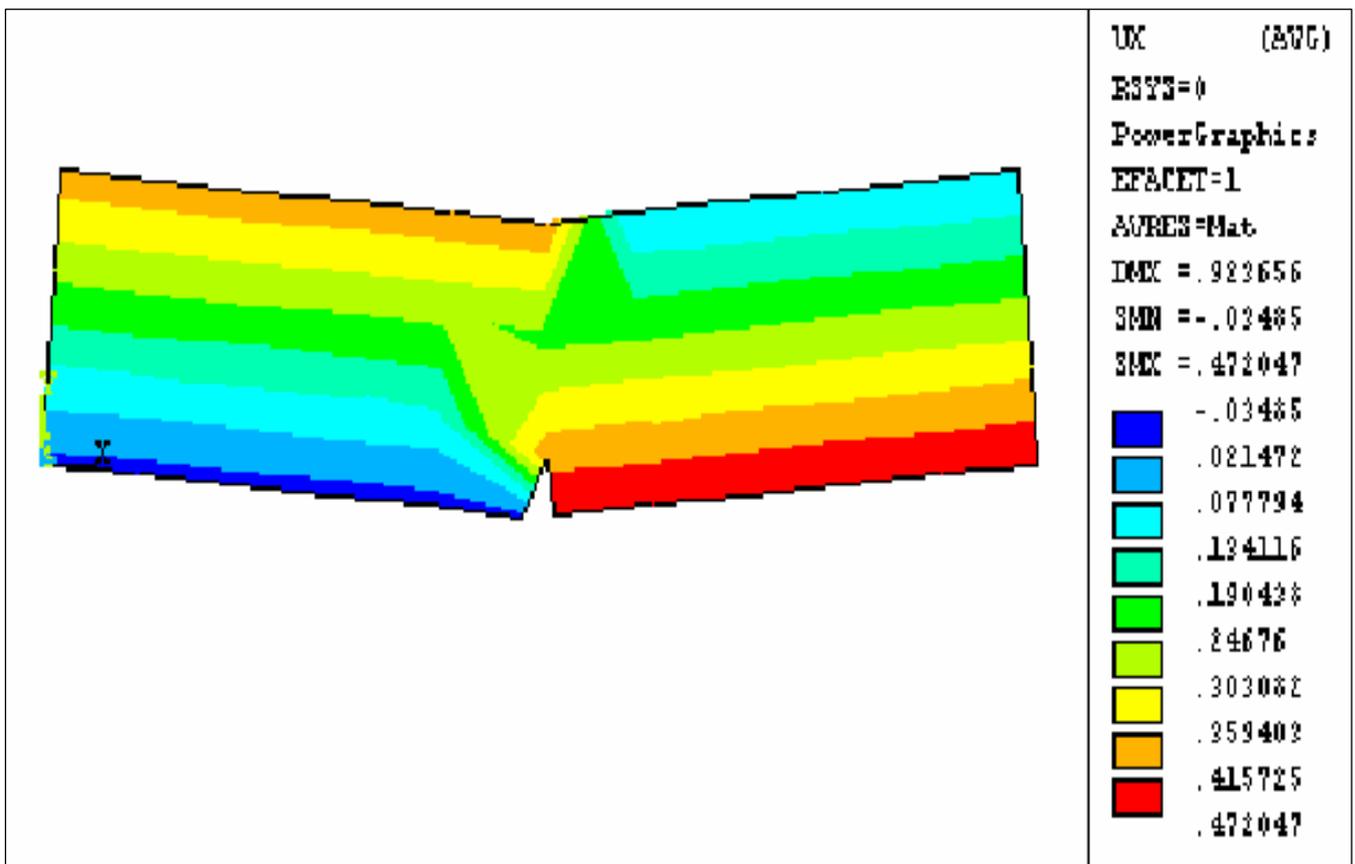


Figure 5.14. Déplacement horizontal u_x d'une éprouvette en béton fissurée ($\alpha = 0.2$)

5.6. Comparaison des résultats numériques avec des résultats expérimentaux

Le tableau 5.3 résume les résultats des forces maximales de rupture des éprouvettes fissurées et non fissurée de béton ($a/d = 0, 0.2$ et 0.4) obtenues par des essais de flexion trois points expérimentalement et par une analyse numérique avec un comportement linéaire et bilinéaire de loi de comportement du matériau pour une longueur égale à « $2 \cdot da$ » de la bande fissurée. La variation de la charge de rupture est illustrée dans la figure 5.15.

Tableau 5.3. Variation des forces de rupture entre l'expérimentale et le numérique.

Profondeur des fissures	Analyse Numérique ($w- \epsilon$)		Analyse Expérimentale	Rapport	
	Linéaire	Bilinéaire			
a= 0.0d	4876,22	4840,23	9058,59	1,86	1.87
a= 0.2d	3616,77	3542,39	4119,52	1,15	1.16
a= 0.4d	2559,41	2410,33	2065,99	0,83	0.85

L'analyse de ces résultats montre que :

- La charge obtenue numériquement diminue avec l'augmentation de la profondeur des fissures. L'augmentation de la profondeur de l'entaille diminue la résistance à la flexion de l'éprouvette.
- Les charges expérimentales des éprouvettes non fissurées sont plus grandes que celles obtenues par l'analyse numérique (environ deux fois).
- Les charges de rupture des éprouvettes fissurées sont comparables avec les forces de rupture expérimentales.

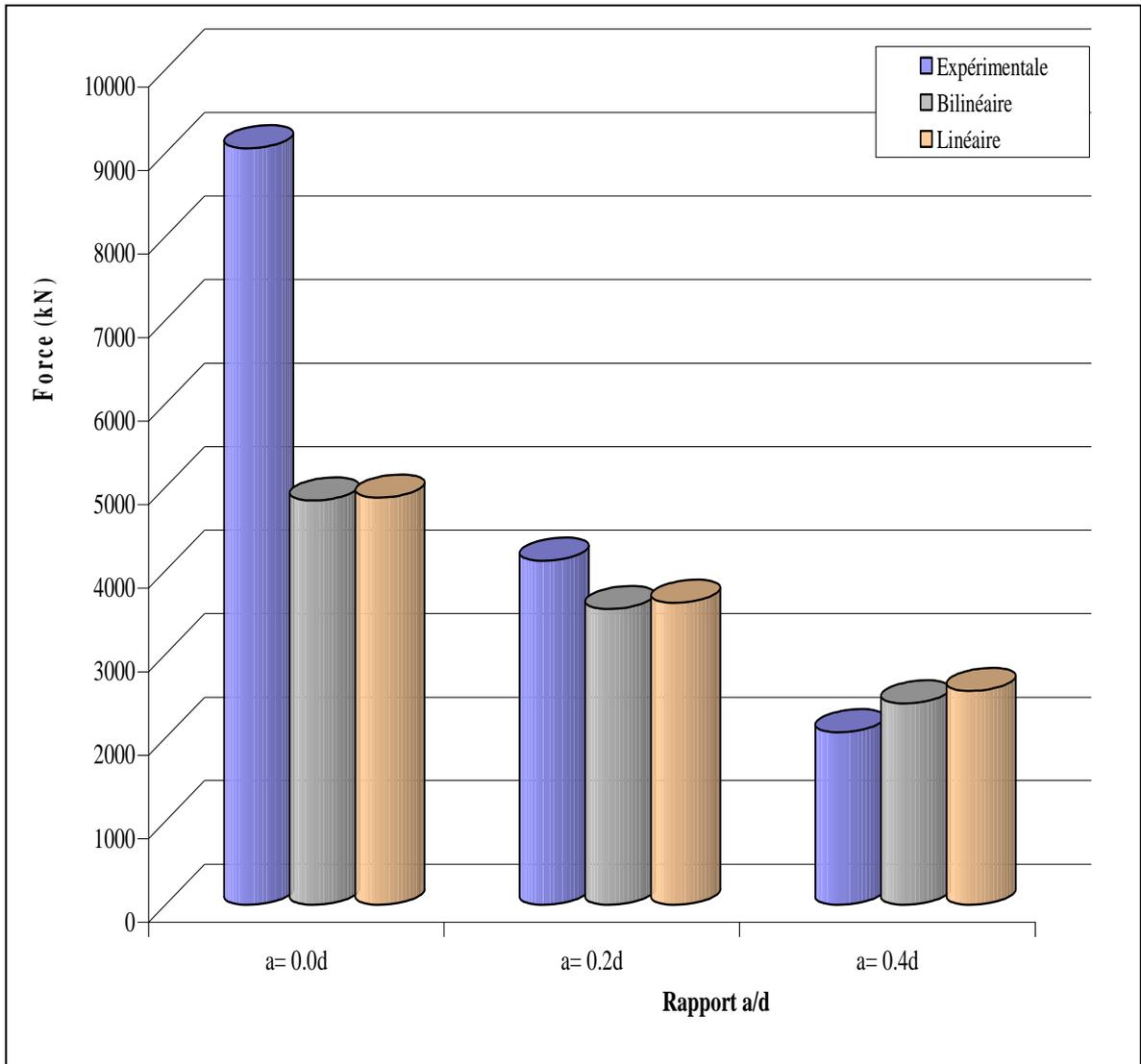


Figure 5.15. Résultats expérimentaux et numériques des forces de rupture.

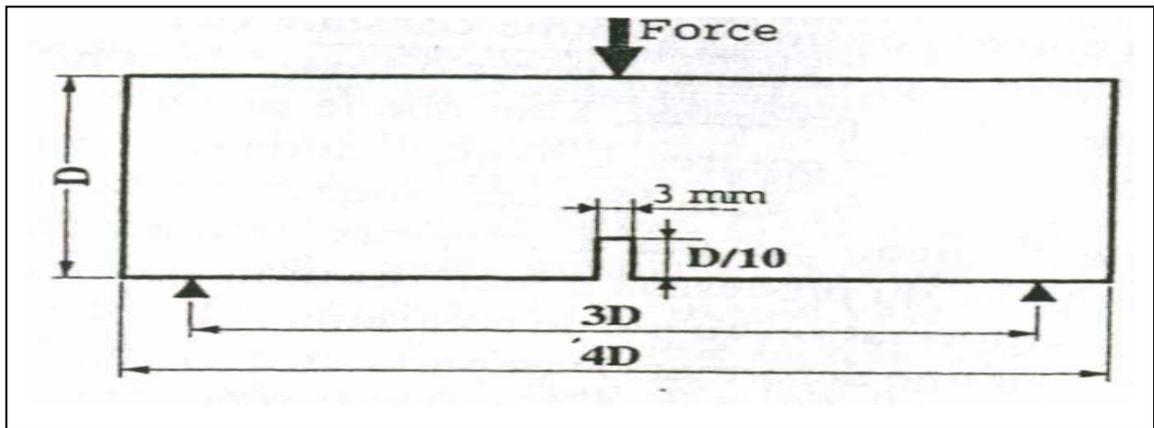
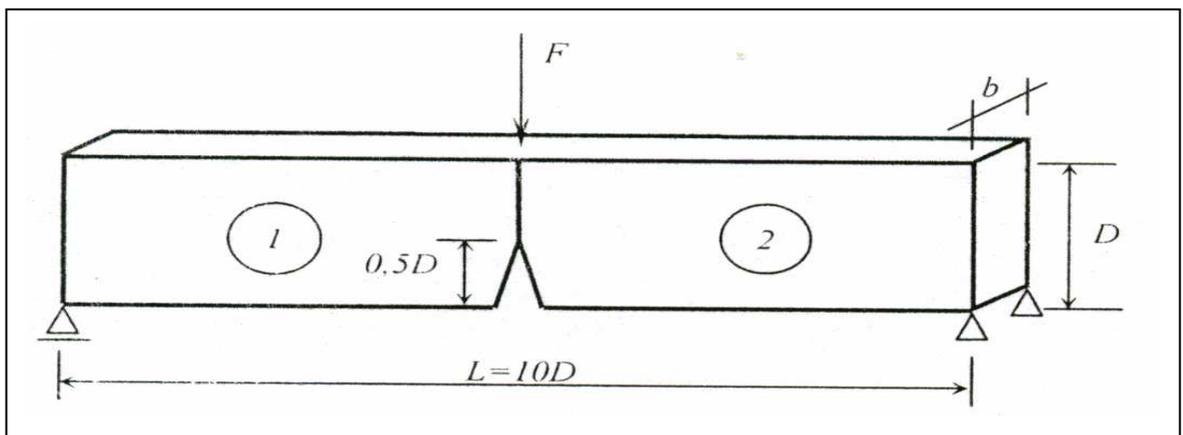
5.7. Comparaison du modèle de Bazant avec de Hillerborg

Cette étude a pour but de comparer les réponses des poutres obtenues par le logiciel ANSYS 5.4 en utilisant le modèle de Bazant avec les résultats des auteurs obtenus par le même logiciel avec le modèle de Hillerborg. Les exemples suivants d'essais en flexion trois points sont considérés pour comparer les courbes Force – Déplacement vertical. Les figures 5.16 et 5.17 montrent la géométrie et les conditions d'appuis des éprouvettes. Les caractéristiques mécaniques relatives sont regroupées dans le tableau 5.4.

Les figures 5.18 à 5.23 illustrent, respectivement, les réponses obtenues par les auteurs et par le logiciel ANSYS 5.4 selon le modèle de fissure répartie de Bazant avec un adoucissement linéaire et bilinéaire.

Tableau 5.4. Caractéristiques mécaniques et géométriques des poutres.

Référence	Ft (MPa)	E (MPa)	ν	Gf (N/m)	b (mm)	D (mm)	L (mm)	α	Adoucissement
[83]	3.2	32000	0.2	124	80	80	3*d	0.5	Bilinéaire
[100]	3.2	32000	0.2	124	50	200	10*d	0.5	Linéaire
[100]	3.2	32000	0.2	124	50	200	10*d	0.5	Bilinéaire
[102]	6.86	42215	0.2	95.7	100	100	8*d	0.5	Bilinéaire

Figure 5.16. Géométrie et conditions d'appuis d'une poutre en flexion trois points ($\alpha=0.1$, $\beta=3d$) [86].Figure 5.17. Géométrie et conditions d'appuis d'une poutre en flexion trois points ($\alpha=0.5$, $\beta=10d$) [97]

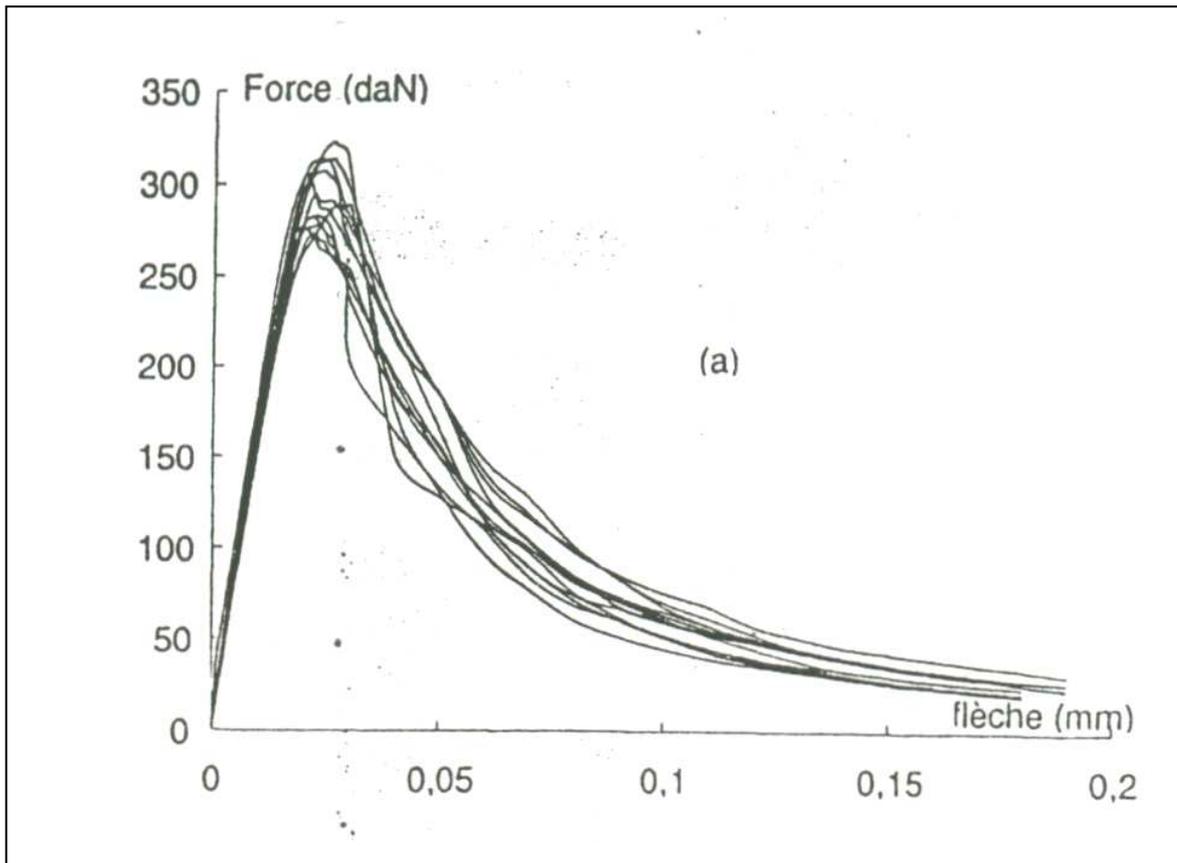


Figure 5.18. Courbes expérimentales force -flèche en flexion trois points [83].

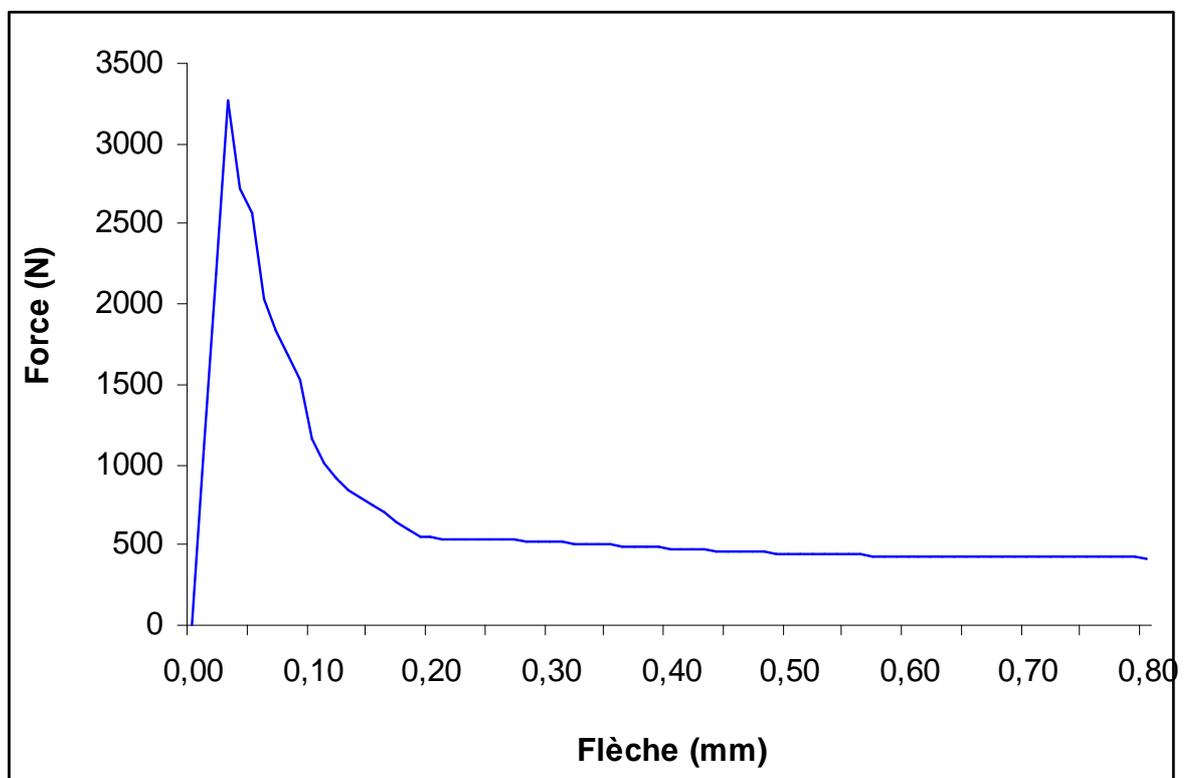


Figure 5.19. Courbe force -flèche en flexion trois points avec adoucissement bilinéaire.

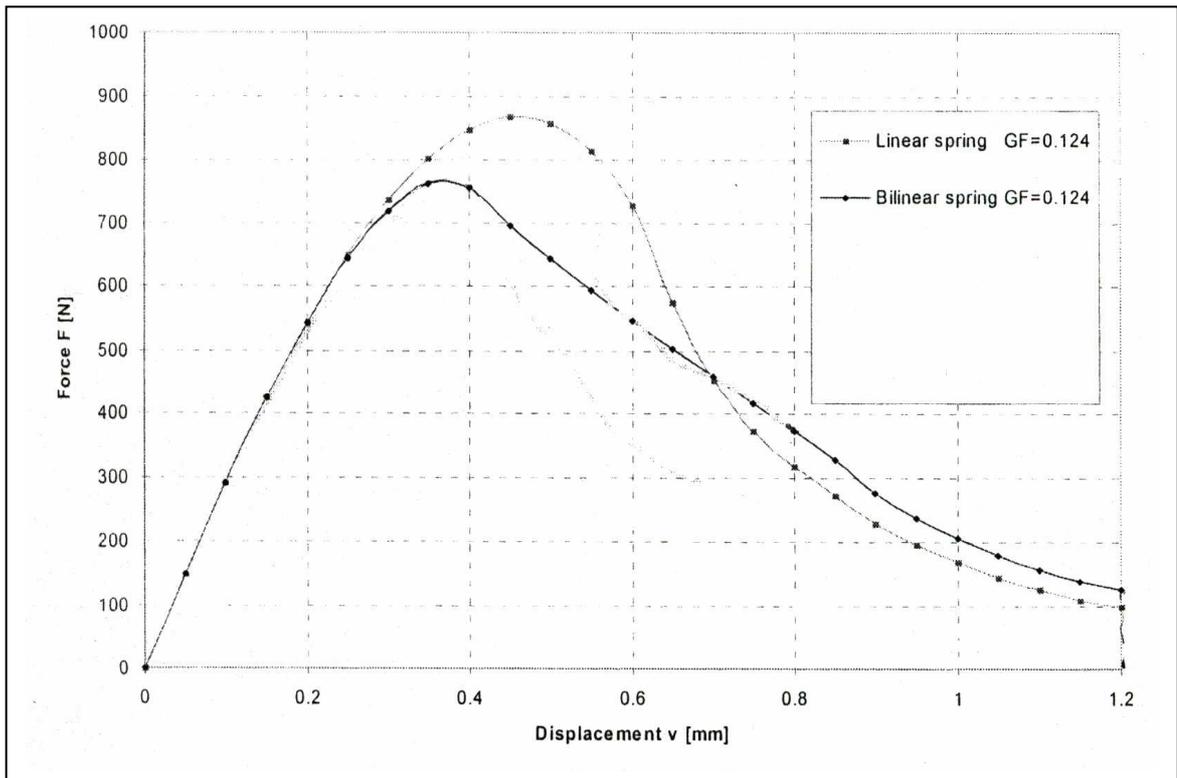


Figure 5.20. Courbe force - flèche de poutre de Peterson fissurée en flexion trois points avec adoucissement linéaire et bilinéaire selon le modèle de la fissure discrète [97].

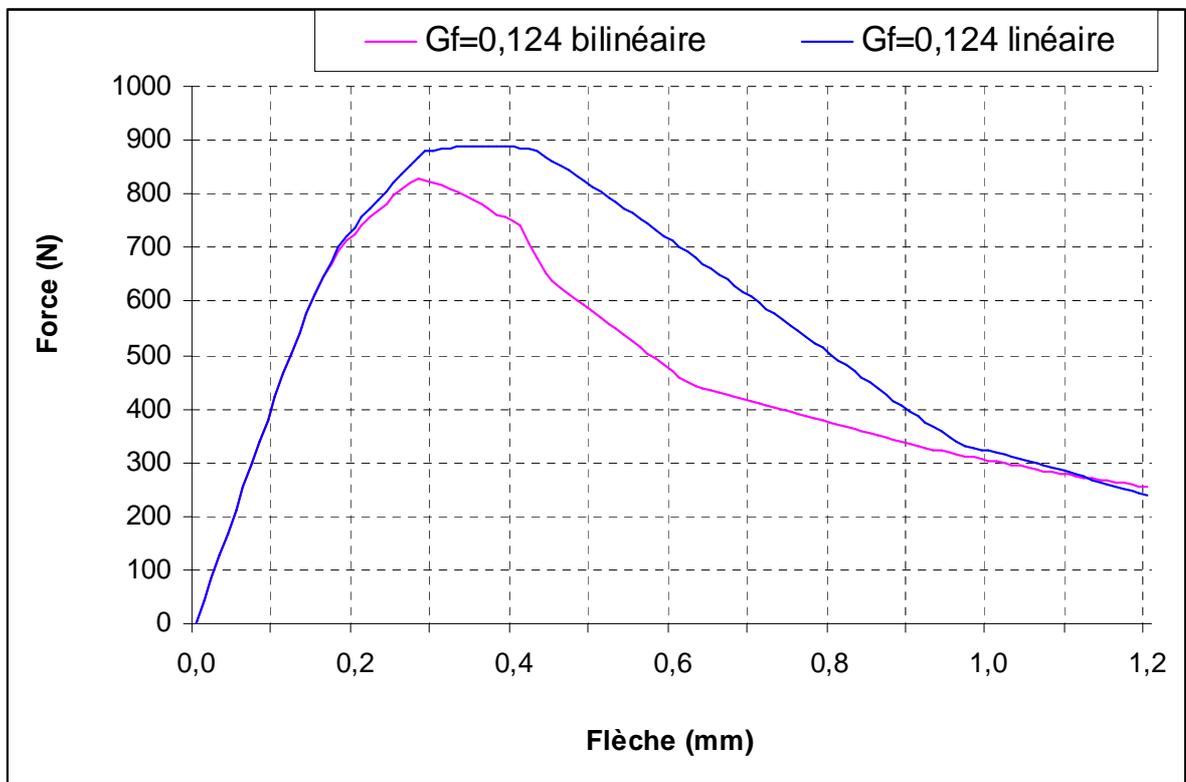


Figure 5.21. Courbe force - flèche de poutre de Peterson fissurée en flexion trois points avec adoucissement linéaire et bilinéaire selon le modèle de la fissure répartie.

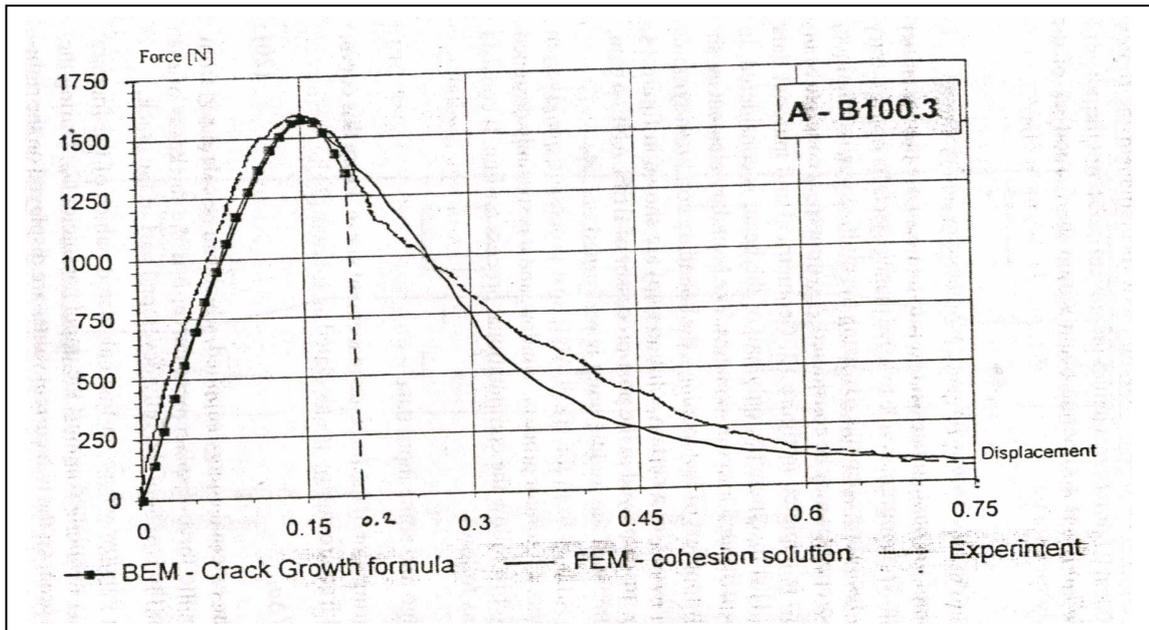


Figure 5.22. Courbe force - flèche expérimentale et numérique d'une éprouvette en béton fissurée en flexion trois points (poutre A-B100.3) [99].

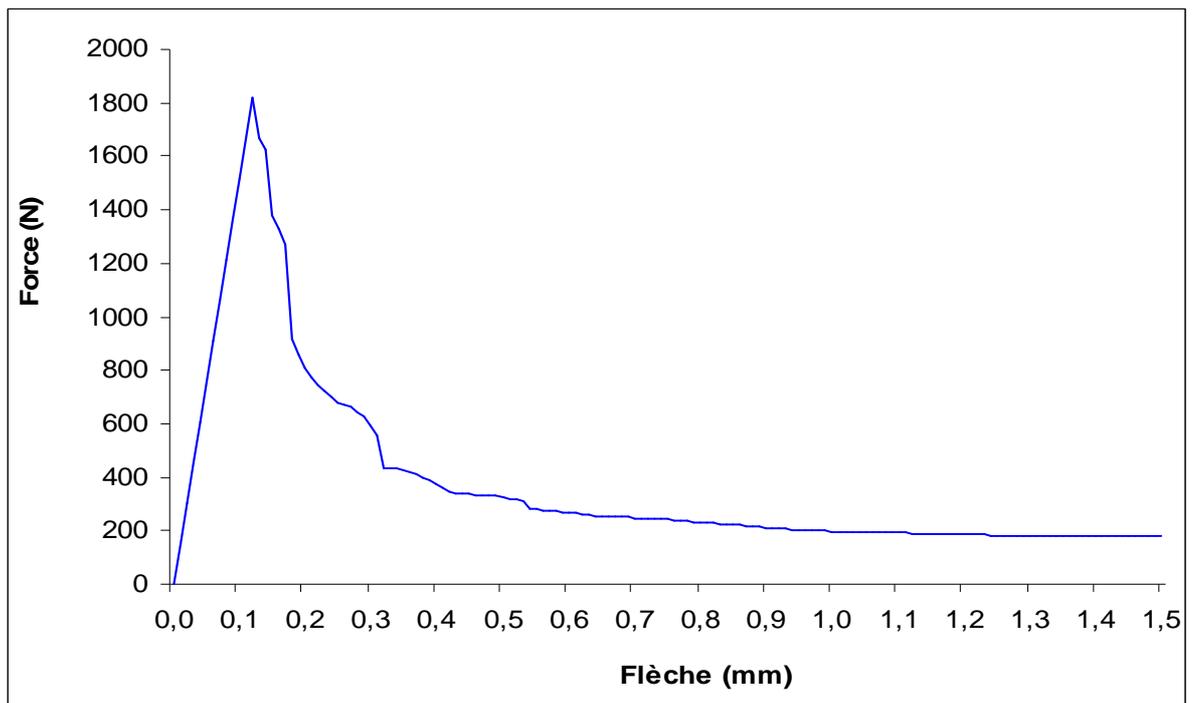


Figure 5.23. Courbe force - flèche de poutre fissurée en flexion trois points avec adoucissement bilinéaire selon le modèle de la fissure répartie.

Au vu de ces résultats, nous constatons bien que la modélisation bi -dimensionnelle pour étudier la propagation des fissure dans le béton retrouve bien la charge maximale de rupture ainsi que l'allure de la partie adoucissante des courbes de réponses (Force-Déplacement vertical).

5.7. Conclusion

L'étude de caractérisation du béton a été effectuée par une analyse numérique bidimensionnelle non linéaire des poutres non entaillée et entaillées en flexion trois point avec déplacement imposé. Les courbes contraintes – déformations complètes du matériau ont été simulées pour un comportement linéaire et bilinéaire.

Les réponses des éprouvettes permettent de constater que la force au pic de rupture diminue avec l'augmentation de la profondeur de l'entaille. La charge de rupture et l'allure des courbes Force – Flèche en post pic dépendent de la forme de la partie adoucissante (linéaire ou bilinéaire) de la loi de comportement du matériau. Il en résulte que l'allure de ces courbes de réponses avec un comportement bilinéaire présente au mieux l'adoucissement que celles ayant un comportement considéré linéaire.

La comparaison des résultats expérimentaux avec les résultats numériques, montre que les forces de rupture dépendent de la profondeur de l'entaille que du type de comportement du matériau (linéaire ou bilinéaire de la branche descendante de la loi de comportement ($\sigma - \epsilon$)).

CONCLUSION GENERALE

Ce travail est une contribution à l'étude de la propagation des fissures dans le mortier et béton à base de ciment au calcaire (0, 5, 10, 15 et 20 %). L'objectif principal était de tracer les courbes complètes force – flèche puis déduire les paramètres intrinsèques de la mécanique de la rupture qui caractérisent la propagation des fissures dans les matériaux a savoir l'énergie de rupture (G_F), le facteur d'intensité de contrainte (K_I) et la longueur caractéristique à partir de ces courbes. Les éprouvettes de mortier et béton de différentes profondeurs d'entailles ($\alpha = a/d = 0, 0.2$ et 0.4) ont été testé en flexion trois points à déplacement contrôlé de vitesse 0.2 mm/mn. Dans ce chapitre, des conclusions générales sont données et des recommandations pour de futurs travaux sont suggérées.

Les courbes expérimentales force – flèche ont montrés un comportement parfaitement fragile des éprouvettes non entaillées de mortier caractérisé par une rupture brutale et sans adoucissement (ou branche descendante). Aucune influence de calcaire sur l'allure de ces courbes n'a été observée. Cependant, un comportement quasi fragile des éprouvettes entaillées du mortier et du béton caractérisé par l'adoucissement est observé sur ces courbes avant la rupture totale. Ceci caractérise la présence de l'entaille et la stabilité d'un essai à déplacement contrôlé. Dans les éprouvettes non entaillées du béton, on a constaté une amélioration de l'adoucissement avec l'augmentation de l'ajout calcaire.

Les paramètres intrinsèques de la mécanique de la rupture du mortier et béton fissurées et non fissurées avec et sans ajout calcaire ont été déterminés. L'analyse de ces paramètres a permis de montrer l'effet de la profondeur d'entailles et l'effet de l'ajout calcaire sur la propagation des fissures et d'aboutir aux résultats suivants :

- La charge maximale de rupture et par conséquent la résistance à la flexion est plus importante dans les éprouvettes non entaillées que celle avec entailles dans le béton et le mortier et elle aussi importante dans le béton que le mortier. La diminution des la forces de rupture avec l'augmentation de la profondeur de l'entaille est dus principalement à la diminution de l'inertie des éprouvettes entaillées. L'augmentation de la résistance à la flexion dans le béton est attribuée au changement de la compacité de la matrice par l'incorporation des granulats de grandes dimensions (augmentation de rigidité) et à l'augmentation des tailles de ces éprouvettes.

- La charge de rupture, des éprouvettes sans entailles de mortier avec ajout calcaire, diminue légèrement avec l'augmentation de calcaire dans le mortier (diminution de 25% à 20% de calcaire). Dans le béton, la charge de rupture augmente légèrement 5% pour 5% de calcaire, comparable par rapport au ciment de référence pour 10% et 15% de calcaire et diminue de 15% pour 20% de calcaire.
- La résistance à la flexion des éprouvettes entaillées de mortier avec ajout calcaire est comparable pour 5% de calcaire et diminue légèrement avec l'augmentation de l'ajout. Elle diminue de 10% et 15% pour les éprouvettes entaillées de rapport $a/d=0.2$ et 0.4 respectivement à 20% de calcaire.
- La résistance à la flexion des éprouvettes entaillées de béton avec un rapport a/d égale 0.2 avec ajout calcaire augmente légèrement à 5% de calcaire et diminue légèrement de 10% pour 10% à 20% de calcaire. Pour les éprouvettes entaillées avec un rapport a/d égale 0.4 , la diminution de la résistance à la flexion est importante pour 5% de calcaire de 25% et devient légèrement inférieur de 8% à 20% de calcaire.
- L'énergie de rupture (G_F) et le facteur d'intensité de contrainte (K_I) du mortier diminuent avec l'augmentation de l'ajout calcaire dans le ciment et avec l'augmentation des profondeurs des entailles. Cependant, la diminution du facteur d'intensité de contrainte est moins importante que l'énergie de rupture. La diminution de l'énergie de rupture et du facteur d'intensité de contrainte est de 39% et 27% respectivement pour 20% de calcaire pour les éprouvettes sans entailles, de 34% et 20% pour les éprouvettes entaillées avec rapport $a/d=0.2$ et de 40% et 25% pour les éprouvettes entaillées avec rapport $a/d=0.4$ respectivement.
- L'énergie de rupture (G_F) et le facteur d'intensité de contrainte (K_I) du béton des éprouvettes sans entailles augmentent de 25% et 12% respectivement pour 5% de calcaire et diminuent de 27% et 18% pour 10% à 20% de calcaire, augmentent de 60% et 27% pour $a/d=0.2$ et diminuent de 46% et 22% pour $a/d=0.4$. La diminution de l'énergie de rupture et du facteur d'intensité de contrainte pour 10% et 20% de calcaire est de 18% et 13% pour $a/d=0.4$.
- La diminution de l'énergie de rupture et du facteur d'intensité de contrainte est plus importante avec l'augmentation de la profondeur des entailles dans le mortier et béton. Dans le mortier, la diminution est de 46% à 60% pour les éprouvettes entaillées avec $a/d=0.2$ et de 59% à 70% pour les éprouvettes entaillées avec

$a/d=0.4$. La diminution de G_F et K_I dans les éprouvettes de béton est de 33% à 66% et 55% à 85% pour les éprouvettes entaillées avec $a/d=0.2$ et 0.4 respectivement par rapport aux éprouvettes non entaillées.

- L'effet de l'ajout de calcaire et la profondeur d'entaille sur la longueur caractéristique du mortier et béton dépend de l'effet de ces facteurs sur l'énergie de rupture et la résistance à la traction. La longueur caractéristique diminue avec la diminution de l'énergie de rupture l'augmentation de la résistance à la traction.
- L'analyse numérique non linéaire bidimensionnelle a permis de constater que l'allure des courbes force – flèche en post pic, déterminée par des simulations de flexion trois points, des éprouvettes de béton entaillées, en appliquant le modèle de Bazant dépend de la loi de comportement du matériau qu'elle soit de type linéaire ou bilinéaire. L'allure des courbes de réponses avec un comportement bilinéaire de la courbe (σ - ϵ) présente au mieux l'adoucissement.
- La force au pic des éprouvettes dépend de la profondeur d'entaille des éprouvettes. Elle diminue avec l'augmentation de la longueur d'entaille. Cependant, une légère variation de la charge de rupture a été observée entre le modèle linéaire et bilinéaire.
- Les essais de compression effectués sur des prismes de demi – éprouvettes de mortier et béton à 360 jours d'âge issues de l'essai de flexion trois points ont montré des résultats similaires que ceux trouvés par plusieurs chercheurs sur l'influence du pourcentage de l'ajout calcaire sur la résistance à la compression de béton et de mortier à long terme. La résistance à la compression diminue avec l'augmentation de l'ajout de calcaire. Cette diminution dans le mortier est de 8% et 13% pour 5% et 10% d'ajout et entre 21% et 26% pour 15% et 20% d'ajout respectivement par rapport au ciment de référence. Pour le béton, la diminution de la résistance à la compression est faible pour 5% et 10% d'ajout calcaire (3% et 9%) et de 27% et 25% pour 15% et 20% d'ajout calcaire respectivement. La diminution de cette résistance à long terme avec l'augmentation de l'ajout est due principalement à la diminution de la quantité du clinker dans le ciment et à l'effet de dilution.

RECOMMANDATIONS

Les recommandations suivantes sont données pour des futures travaux afin d'améliorer cette étude par la prise en compte d'autres paramètres non considérés dans la présente recherche notamment l'étude de :

- L'effet de la composition et la finesse du calcaire sur la résistance à la propagation des fissures ;
- L'effet de la composition du mortier et béton (rapport E/C, adjuvants, ...) et des environnements de cure ainsi que la durée de cure ;
- L'influence du ciment avec autres ajouts disponibles en Algérie tels que le laitier et pouzzolane naturelle ;
- L'effet d'échelle de différentes éprouvettes entaillées de géométrie semblable ;
- L'effet de la profondeur et la largeur des entailles sur l'énergie de rupture ;
- La réponse expérimentale et numérique non linéaire du béton armé ;
- Le nombre de cycles critique sur la résistance à la fissuration en fatigue.

REFERENCES

1. Denis T, "Béton de Ciment", Canada (1983), pp. 19-28.
2. Kenai S., Soboyejo W., Soboyejo A., "Some Engineering of Limestone Concrete". Materials and manufacturing processes Vol. 19, N° 5 (2004), pp. 949-961.
3. Baron J., Ollivier J. P., "Les Bétons, Bases et Données pour leur Formulation", Association technique de l'industrie des liants hydrauliques", Edition Eyrolles, Paris (1996).
4. Guide pratique pour l'emploi des ciments. Association technique de l'industrie des liants hydrauliques (ATHIL). Edition Eyrolles, Paris (1998), pp. 9-41.
5. Dupain R, Lanchon R., Arroman J. C., "Granulats, Sol, Ciments et Bétons", Edition Castilla, Paris (2000).
6. Laldji S, Phithaksounthone A., Tagnit-Hamou A, "Synergie des ajouts cimentaires dans les bétons", pp. 1-12.
7. Care F, "Essai des Additions Minéral sur les Propriétés d'Usage des Bétons, plan d'expérience et analyse statistiques", LCPC (2000).
8. European Committee for Standardization, "Cement: Composition, Specifications and Conformity Criteria. Part 1: Common Cements", pr EN 197-1, CENATC51/WG 6 rev., final draft, (2000).
9. Sarkar S., Ghosh S, "Mineral Admixtures in Cement and Concrete", 1st Edition, ABI Books Private, India, 1993.
10. Baron J., Dourve C, "Technical and Economical Aspects of the Use of Limestone Filler Additions in Cement", World Cement Vol. 18 (1987), pp. 100-104.
11. Schmidt M, "Cement with Interground Materials - Capabilities and environmental relief, Part 1", Zem-Kalk-Gips 45 (4), (1992), pp. 87-92.
12. Rachel J. D., Paul D., "The Use of Limestone in Portland Cement". Portland Cement Association (1966), pp 1-26.
13. Ramachandran V. S., Zhang Chun-mei, "Cement With Calcium Carbonate Additions", pp. 178-182.
14. Pigeon, "Composition et Hydratation du Ciment Portland", Séminaire progrès dans le domaine du béton, Québec (1981), pp. 36-72.
15. Vuk T, Tinta V, Gabrovec R, Kaucic V. "The effects of limestone addition, clinker type and fineness on properties of Portland cement". Cement Concrete Research Vol. 31, n°1 (2001), pp. 9-135.

16. Voglis N., Kakali G., Chaniotakis E., Tsvivilis S. "Portland Limestone Cements. Their Properties and Hydration Compared to Those of other composite cements". *Cement and Concrete Composites* (2005), pp. 191-196.
17. Jean P. Mercier, Gérard Z., Kurz W., "Introduction à la Science des Matériaux". Presses techniques et universitaires romandes, Lausanne. Troisième édition (2002), pp. 369-388.
18. Cochet G., Sorrentino F., "Limestone Filled Cements; Properties and Uses", pp. 266-292.
19. Barker A.B., Cory, H.P., "The Early Hydration of Limestone-Filled Cements", dans Swamy, R.N. (ed.), "Blended cements in construction", Elsevier Applied Science, London (1991), pp. 107-124.
20. Ingram, K., Polusny, M., Daugherty, K., Rowe, W., "Carboaluminate Reactions as Influenced by Limestone Additions", dans Klieger, P., Hooton, R.D., "Carbonate additions to cements", ASTM Publication STP 1064 (1990), pp. 14-23.
21. Tsvivilis S., Chaniotakis E., Kakali G., Batis G., "An Analysis of the Properties of Portland Limestone Cements and Concrete", *Cement and Concrete Composites* (2002), pp. 371-378.
22. Tsvivilis S., Batis G., Chaniotakis E., Grigoriadis G., Theodossis D., "Properties and Behavior of Limestone Cement Concrete and Mortar", *Cement and Concrete Research* (2000), pp. 1679-1683.
23. Tsvivilis S., Chaniotakis E., Badogiannis E., Pahoulas G., Ilias A., "A study on the Parameters Affecting the Properties of Portland Limestone Cements", *Cement and Concrete Composites* (1999), pp. 107-116.
24. Lu P., Lu S., "Effect of Calcium Carbonate on the Hydration on the Hydration of C_3S ". *Guisuanyan Xuebao*. (1987), pp. 289-294.
25. Ramachandran V. S., C. Zhang, "Influence of $CaCO_3$ on Hydration and Microstructural Characteristics of Tricalcium Silicate". Vol. 83: No. 3 (1986), pp. 129-152.
26. Ramachandran R., Z. Chun-Mei, "Dependence of Fineness of Calcium Carbonate on the Hydration Behavior of Tricalcium Silicate", *Durability of Building Material* (1986) pp.45-66
27. Narayan Swamy R, "Sustainable Concrete for Infrastructure Regeneration and Reconstruction", *Sustainable Construction into the Next Millennium: Environmentally Friendly and Innovative Cement Based Material*, pp. 31-35.
28. Kenai S, Hadj Sadok S. A, "Durabilité des mortiers à base de ciment au calcaire". Mémoire de magistèresous la direction de S. KENAI, Université S. Dahlab de Blida, (2004).
29. Bonavetti V. L., Irassar E.F., "The Effect of Stone Dust Content in Sand", *Cement and Concrete Research*, Vol. 24, n°. 03, (1994), pp. 578-590.

30. Bonavetti. V, Donza. H, Rahhal. V., Irassar. E “Influence of initial curing on the properties of concrete containing limestone blended cement”. *Cement and Concrete Research*, Vol. 30, (2000), pp. 703-708.
31. Cochet G., “Diffusion of Chloride Ions in Portland Cement-filler Mortars’’, *Proc. Int. Conf Blended Cement in Construction (1991)*, Sheffield, Ed. R. N. Swamy, pp. 365-377.
32. Soroka I., Stern N., “Effect of Fillers on Sulfate Resistance of Portland Cement’’, *Engineering Notes, Ceramic Bulletin (1976)*, pp. 594-595.
33. Hermann K, “Les ajouts : la chaux hydraulique’’, *Bulletin du ciment 63 [6/7] (1995)*, pp. 3-7.
34. Labbens R., “Introduction à la Mécanique de Rupture’’, Editions Pluralis, pp. 31-175.
35. Diter Landolt, “Corrosion et chimie de surfaces des Matériaux, *Traité des Matériaux*’’, Presses Polytechniques et Universitaires Romandes (1997), pp. 413-428.
36. Bui H.D., “Introduction aux Problèmes Inverses en Mécanique des Matériaux’’, Editions Erolles (1993), pp. 21-35.
37. Barralis J., Maeder G., “Précis Métallurgie’’, *Méthodes d’essais mécaniques*, AFNOR, pp. 195-206.
38. Baron J., “La Résistance à la Propagation de Fissure, Le béton hydraulique’’, Paris, Presse de l’école nationale des ponts et chaussées (1982), pp. 317-333.
39. Laurent Daudeville, “Sur la Validité de la Mécanique Linéaire Elastique de la Rupture en Mode I’’, pp. 1-9.
40. Irwin G. R., “Analysis of stress and strains near the End of a crack traversing a plate’’, *Journal of Applied Mechanics*, Vol. 24 (1957), pp. 361-364.
41. Wolé Soboyejo, “Fundamentals of Fracture Mechanics’’, *Mechanical Properties of Engineered Materials (2002)*, pp. 315-361.
42. Jankowski L. J., Styst D.J, “Formation of the Fracture Process Zone in Concrete’’, *Engineering Fracture Mechanics*, Vol. 36, n°2, pp. 245-253.
43. Davis J., “Observation of the Fracture Path Development in Mortar Beam Specimens’’, (1995), pp. 31-36.
44. Hillerborg A., “Analysis of Fracture by means of the Fictitious crack Model, Particulary for fiber reinforced concrete’’, *The International Journal of Cement Composites*, Vol.2, n°4 (1977), pp. 177-184.
45. Kaplan, M. F., “Crack Propagation and the Fracture of Concrete’’, *Journal of the American Concrete Institute*, Vol. 58, n°. 5 (1961), pp. 591-610.
46. Brown J. H., “Measuring the Fracture Toughness of Cement Paste and Mortar’’, *Magazine of Concrete Research*, Vol. 24, n°. 81(1972), pp. 185-196.

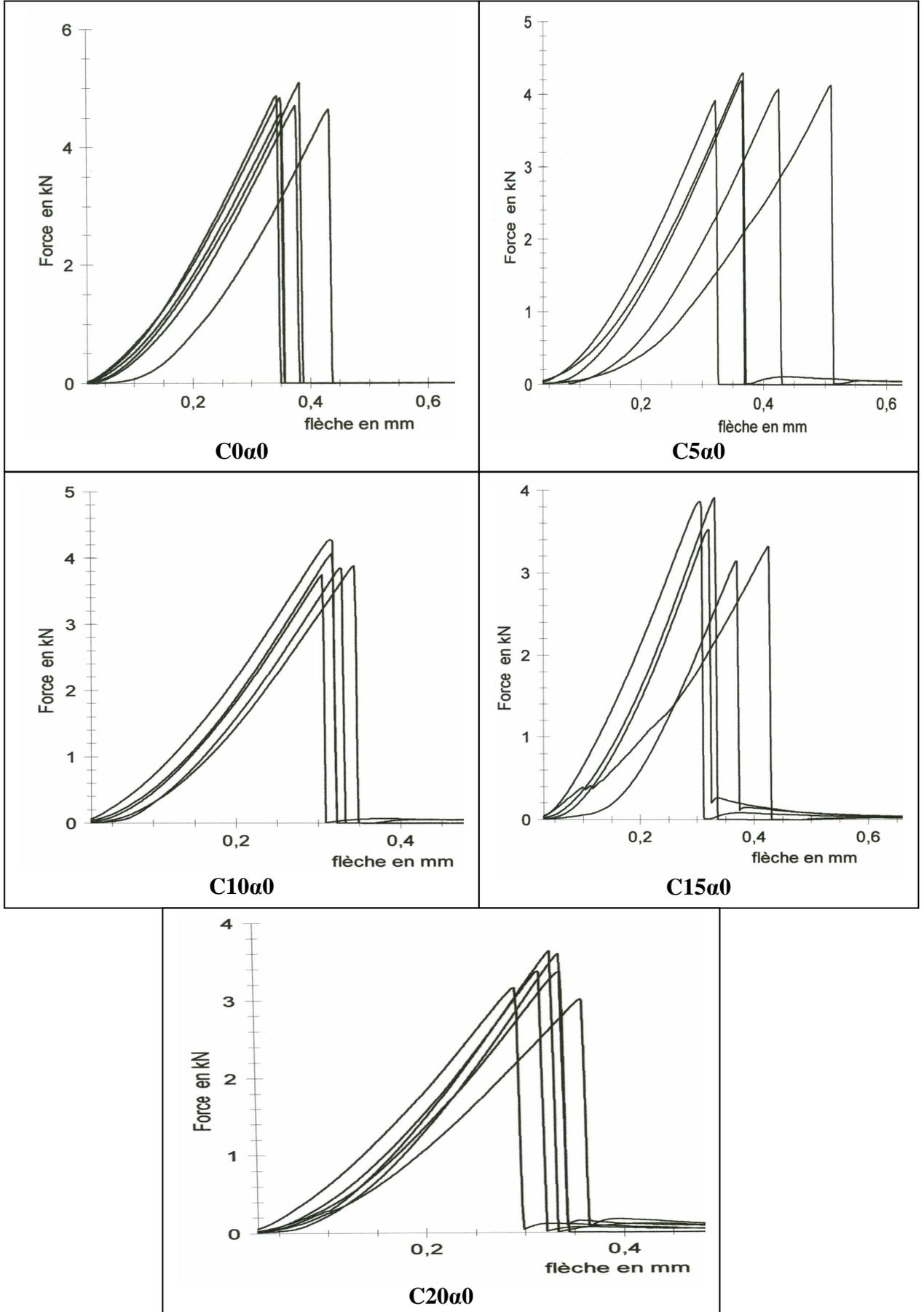
47. Gjorv O. E., Sorensen S. I., Arnesen A., "Notch Sensitivity and fracture toughness of Concrete", *Cement and Concrete Research*, Vol. 7 (1977), pp. 333-344.
48. Higgins D. D., Bailey J. E., "Fracture Measurements on Cement Paste", *Journal of Material Science*, Vol. 11 (1976), pp. 1995-2003.
49. Naus D., Lott J. L., "Fracture Toughness of Portland Cement Concretes", *American Concrete International Journal* (1969), pp. 481-489.
50. Shah S. P., McGarry F. J., "Griffith Fracture Criterion and Concrete", *Journal of Engineering Mechanics Division ASCE* (1971), pp. 1663-1675.
51. Swartz S. E., Hu K. K., Jones G. L., "Compliance Monitoring of Crack Growth in Concrete", *Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE*, Vol. 104, (1978), pp.412-417.
52. Strange P. C., Bryant A. H., "Experimental Tests on Concrete Fracture", *Technical Notes, Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE*, Vol. 105, (1979), pp. 337-342.
53. Walsh P. F., "Fracture of Plain Concrete". *Indian Concrete Journal*, Vol. 46, n°. 11 (1972), pp. 469-476.
54. Sameer A. Hamoush, Hisham Abdel-Fattah, "The Fracture Toughness of Concrete", *Engineering Fracture Mechanics*, Vol. 35, n°, 3 (1996), pp. 425-432.
55. Yeoushang Jeaq, S. M. ASCE, Surendra P. Shah, M.ASCE, "Two Parameter Fracture Model for Concrete", *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. III, n° 10 (1985), pp. 1227-1241.
56. Nallathambi P., Karihaloo B. L., Heaton B. S., "Various Size Effects in Fracture of Concrete", *Cement and Concrete Research*, Vol. 15 (1985), pp. 117-126.
57. Zaitsev Y.B., B.H. Oh., "Simulation of crack and failure of concrete", *Material and Structure*, Vol. 14, n° 83 (1981), pp. 357-365.
58. Zaitsev Y.B., Wittmann F.H., "Crack Propagation and Fracture of Composite Materials such as Concrete", 5th International Conference on Fracture, Vol. 5, pp. 2261-2274.
59. Wittmann F.H., "Mechanisms and Mechanics of fracture of Concrete", 5th International Conference on Fracture, Vol. 4, pp. 1467-1487.
60. Lee. K.M., Buyukoztruk, O., Oumera A., "Fracture Analysis of Mortar-Aggregate Interface in Concrete", Submitted to *ASCE Journal of Engineering Mechanics* (1991).
61. He, M.Y., Hutchinson, J.W. "Crack Deflection at an Interface between Dissimilar Elastic Materials", *International Journal of Solids Structures* (1989), pp. 1053-1067.
62. Hillerborg A., "Examples of Partial results Achieved by means of Fictitious Crack Model", *Mechanics of Geomaterials: Rocks, Concretes, Soils*, Northwestern University, pp. 611-614.

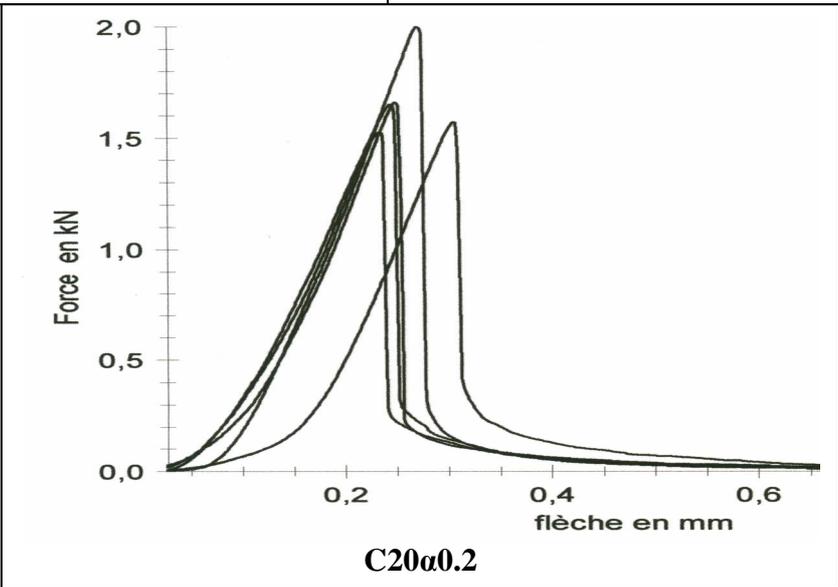
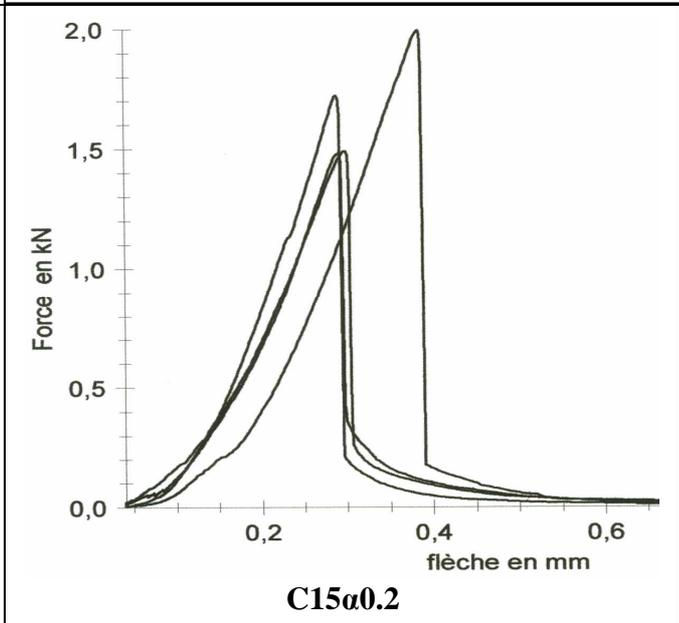
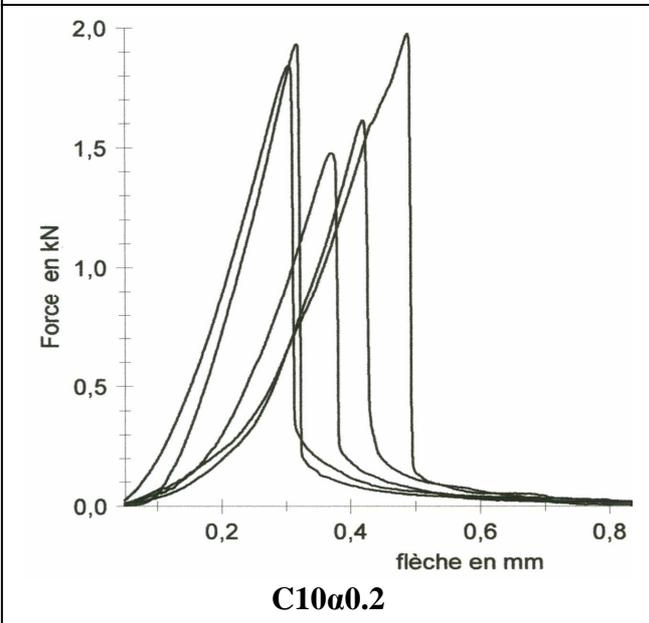
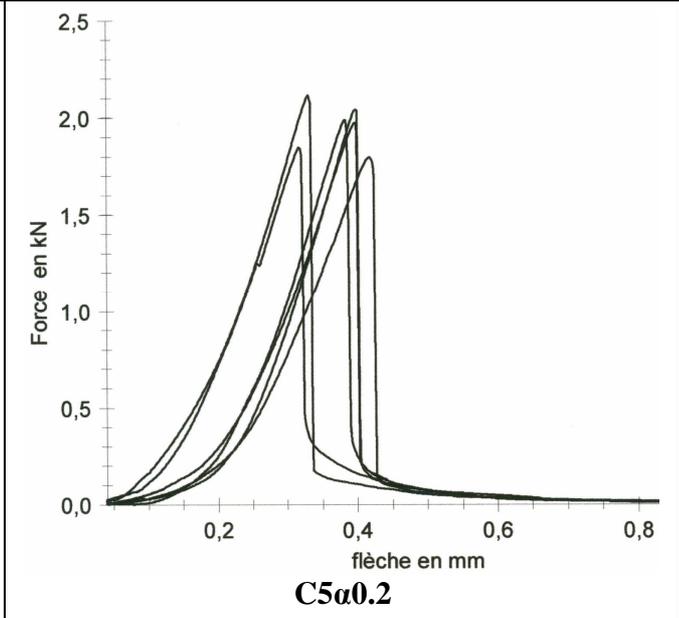
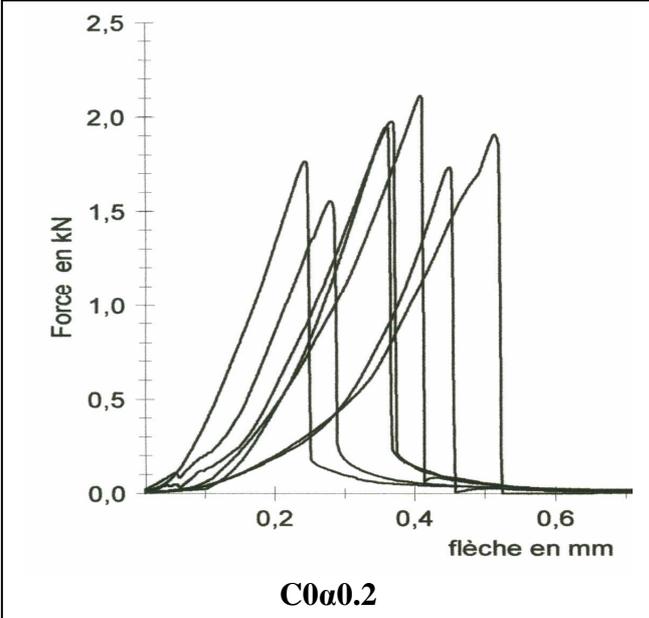
63. Hillerborg A., "Numerical methods to Simulate Softening and Fracture of Concrete", Boston (1985), pp. 141-170
64. Hillerborg A., M. Modeer and P. E Peterson, "Analysis of Crack Formation and Crack Growth in Concrete by Means of Fracture Mechanics and Finite Elements", Cement Research Vol. 6 (1976), pp. 773-782.
65. Hillerborg A., "The Theoretical of Methods to Determine the Fracture Energy of Concrete", Material and Structure, Vol. 18, n°. 106 (1985), pp. 291-296.
66. Guinea G. V., El-Sayed K., Rocco C.G., Elices M., Planas J., "The Effect of The Bond Between The Matrix and The Aggregates on The Cracking Mechanism and Fracture Parameters of Concrete", Cement and Concrete Research 32 (2002), pp. 1961-1970.
67. Bazant Z. P., Cedolin L., "Blunt Crack Band Propagation in Finite Element Analysis", Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE Vol. 106 (1980) pp.1287-1306.
68. Bazant Z. P., B. H. Oh, "Crack Band Theory for Fracture of Concrete", Material and Constructions, Vol. 16, n°. 93 (1983), pp. 155-177.
69. Bazant Z.P., Oh B.H, "Concrete Fracture via Stress-Strain Relations", Centre for Concrete and Geomaterials, Report N°81-10/665C, Northwestern University (1981).
70. Bazant Z.P., Oh B.H, "Rock Fracture via Strain Softening Finite Elements", Journal of Engineering Mechanics, Vol. 110, n°7 (1984) pp. 1336-1355.
71. Bazant Z. P., F. ASCE, Jin-Keum Kim, Phillip A. Pfeiffer, "Nonlinear Fracture Properties from Size Effect Tests", Journal of structural engineering, Vol. 112, n° 2 (1986) pp 289-306.
72. Barros M.H.F.M., Martins R.A.F. et Ferrera C.C., "Tension Stiffening Model with Increasing Damage for Reinforced Concrete". Engineering Compilations Vol. 18 (2001), pp. 759-785.
73. Bazant Z.P., Kazemi M.T., "Determination for fracture energy, process zone length and brittleness number from size effect". International Journal of Fracture Vol. 44, n° 2 (1990), pp. 111-131.
74. Rice J.R., "Weigth Function Theory for Three Dimensional Elastic Crack Analysis", American Society for testing and Materials, Philadelphia (1989), pp. 29-57.
75. lam I., Wong Y.L., Poon C.S., "Effect of Fly Ash and Silica Fume on Compressive and Fracture Behaviors of Concrete", Cement and Concrete Research Vol. 28, n° 2, pp. 271-283.
76. Yingwu X., Pizhong Q., Julio F. D., "Exploratory Evaluation of Mode I Fracture Toughness of Concrete-Composite Bonded Interfaces", Engineering Mechanics Conference, Columbia University, New York (2002), pp. 1-7.

77. Guinea G. V., Pastor J. P., Elices M., "Stress Intensity Factor, Compliance and CMOD for a General Three-Point-Bend Beam", *International journal of fracture*, N89 (1998), pp 103-116
78. Tada H., Paris P., Irwin G. R., "The Stress Analysis of Cracks Handbook", 2nd edition, Paris productions, St. Louis, (1985).
79. Zerguini A., Rossi P, "Comportement Post-Fissuration en Traction Uniaxial des Bétons de Fibres Métalliques", *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées* (2003), pp 67-75.
80. kim j.K., Lee C.S., Park C.K., Eo S.H., "The Fracture Characteristics of Crushed Limestone Sand Concrete", *Cement and Concrete Research*, Vol. 27, n^o 11 (1997), pp. 1719-1729.
81. Sungchul Yang, Tianxi Tang, Dan G. Zollinger, Ashok Gurjar, "Splitting Tension tests to Determine Concrete Fracture Parameters by Peak-Load Method", Elsevier science Ltd. *Advanced cement based materials*, Texas (1996), pp. 18-28.
82. Le Bellégo C., Dubé j-F., Pijaudier-Cabot G., Gérard B., "Identification d'Un Modèle Non Local en Utilisant les Effets d'Echelle", *Revue français de génie civil*, vol. 7, n^o 6 (2003), pp. 745-760.
83. Wittmann F. H., Mihashi H., Nomura N., "Size Effect on Fracture Energy of Concrete", *Engineering Fracture Mechanics* Vol. 35, n^o. 1/2/3 (1990), pp. 107-115.
84. Felix E., Yunping X., Young-S. R, "Experimental Study on the Effect of Aggregate Content on Fracture Behavior of Concrete", *Engineering Fracture Mechanics* (2000), pp.65-84.
85. Karihaloo B.L., Abdalla H.M., Imjai T., "A Simple Methode for Determining the True Specific Fracture Energy of Concrete", *Magazine of Concrete Research*, n^o 5, (2003), pp. 471-481.
86. An Yan, Ke-Ru Wu, D. Zhang, Wu Yao, "Influence of Concrete Composition on The Characterization of Fracture Surface", *Cement and Concrete composites* (2003), pp. 153-157
87. Prokopski G., Halbiniak J., "Interfacial Transition Zone in Concrete Cementitious Materials", *Cement and Concrete Research* 30 (2000), pp. 579-583.
88. Zhang D., Keru W., "Fracture Properties of High-Strength Concrete", *Journal of Materials in Engineering* (2001), pp. 86-88.
89. Gert K., Gerd R., "Tensile Behaviour of Hight Strenght Concrete (HSC)", Germany, pp. 470-475.
90. Dias D. P., Carneiro L. A. V., Thaumaturgo C., "Fracture Toughness (k_{IC}) in Geopolymer Concretes Reinforced by Basalt Fibers", *Sustainable Construction Into The Next Millennium: Environmentally Friendly and Innovative Cement Based Material*, pp. 539-551.
91. Sener S., begimgil M., Belgin C., "Size Effect on Failure of Concrete With and Without Steel Fibers", *Journal of Materials in Civil Engineering* (2002), pp. 436-440.

92. Pierre Rossi, "Les bétons de fibre métalliques". Presses de l'école nationale des ponts et chaussées (1998), pp. 168-172.
93. Wu Z.J., Ye J.Q., "Strength and Fracture Resistance of FRP Reinforced Concrete Flexural Members", *Cement and Concrete Composites* 25 (2003), pp. 253-261.
94. Hisham A. E. F, Sameer A. H, "Variation of the Fracture Toughness of Concrete with Temperature", *Construction and Building Materials*, Vol. 11, n°. 2 (1997), pp. 105-108.
95. Imbert J.F, "Analyse des Structures Par Eléments Finis". Eddition Cépaduès, Toulouse (1995), pp. 506.
96. Rockey L., Evans R., Griffiths W. et Nethercot D., "Introduction à la Méthode des Eléments Finis". Eddition Eyrolles, Paris (1979), pp. 228.
97. Gospodinov G. et kerelezova I., "Numerical Modeling and Analysis of Plain Concrete Notched Beams by Means of Fracture Mechanics ". *Annuaire de l'université d'architecture, de génie civil et de géodésie – SOFIA* (1999), pp. 1-13.
98. Bibliothèque du logiciel ANSYS 5.4.
99. Gospodinov G. et Kerelezova I., "Boundary element modeling of Notched Plain Concrete Beams of a Crack Propagation Formula", *Danish Society for Science and Engineering*, Vol. 73, No. 1, (2002), pp. 1-38.
100. Ali A., "FEM Analysis of Concrete Structures Subjected to Mode I and Mixed Mode Loading Conditions", *Computers and structures* Vol. 61, n°. 6, Tokyo (1996), pp. 1043-1055.

ANNEXE I. Résultats détaillées des essais de flexion trois points sur le mortier.





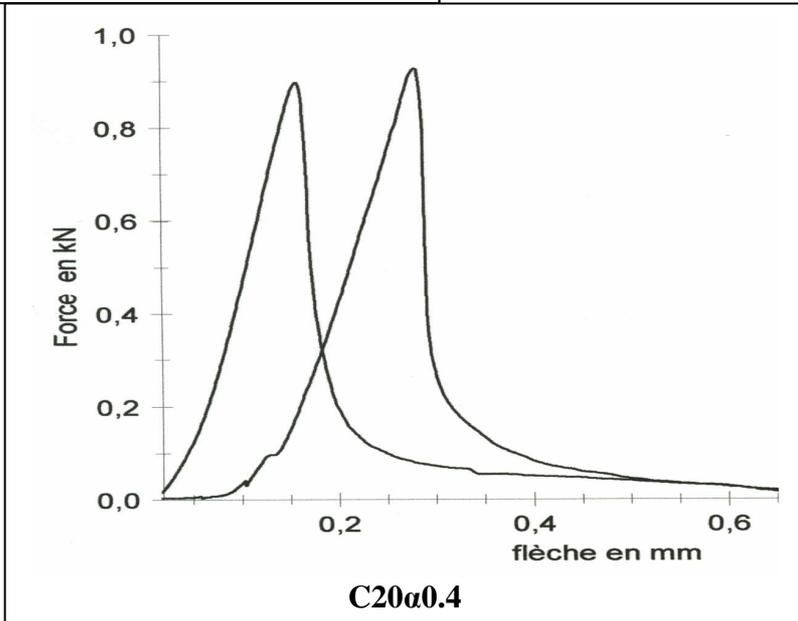
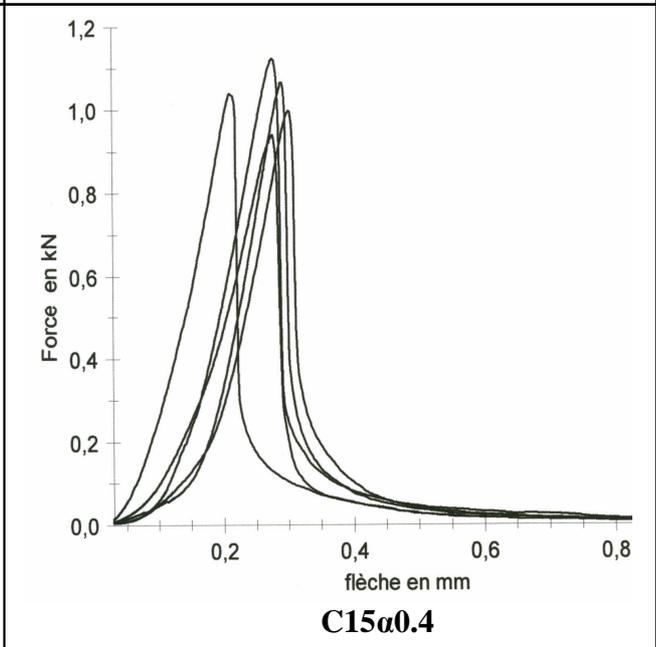
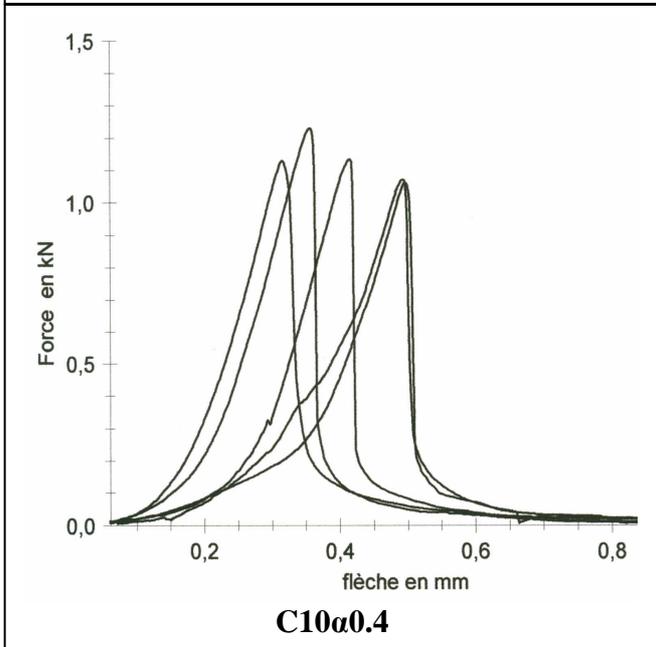
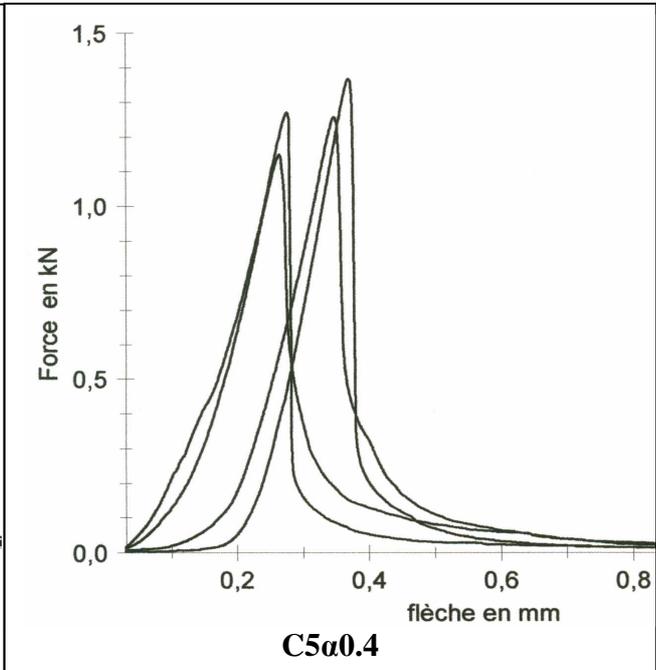
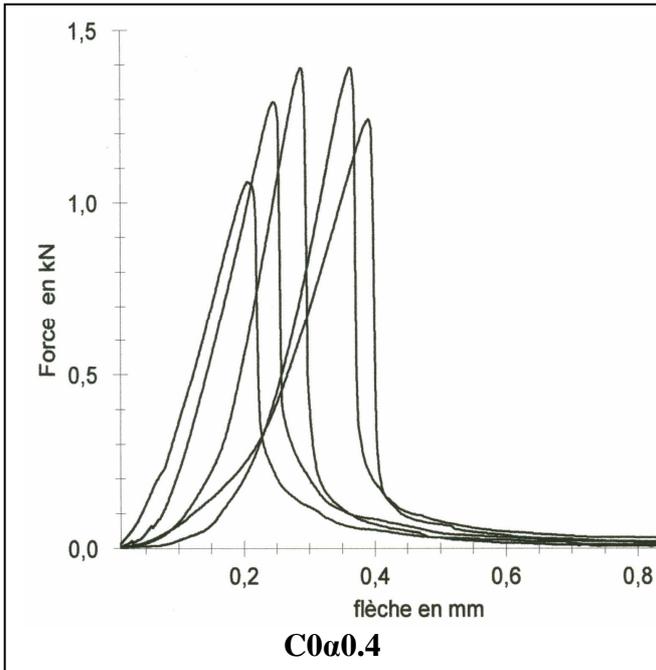
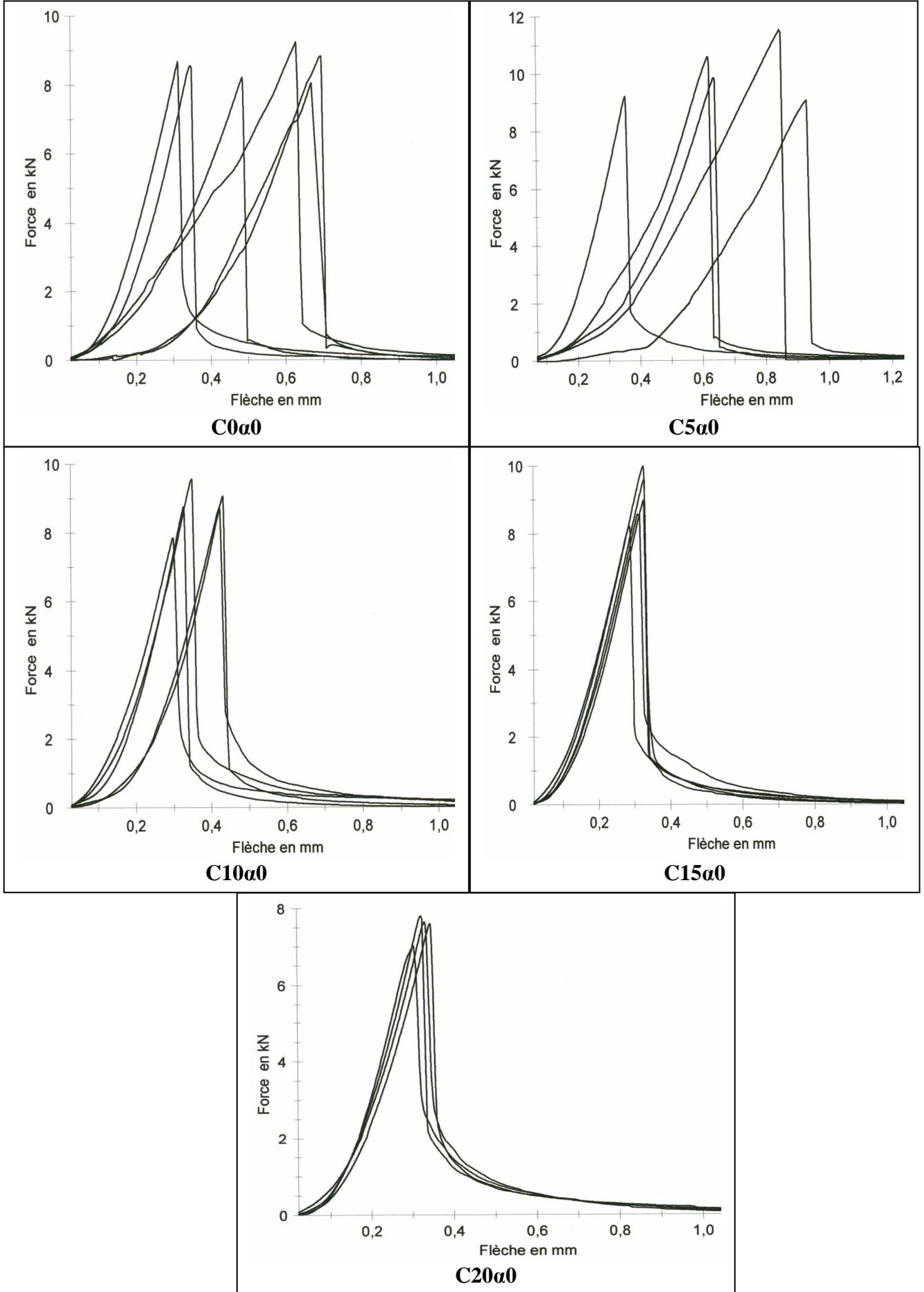


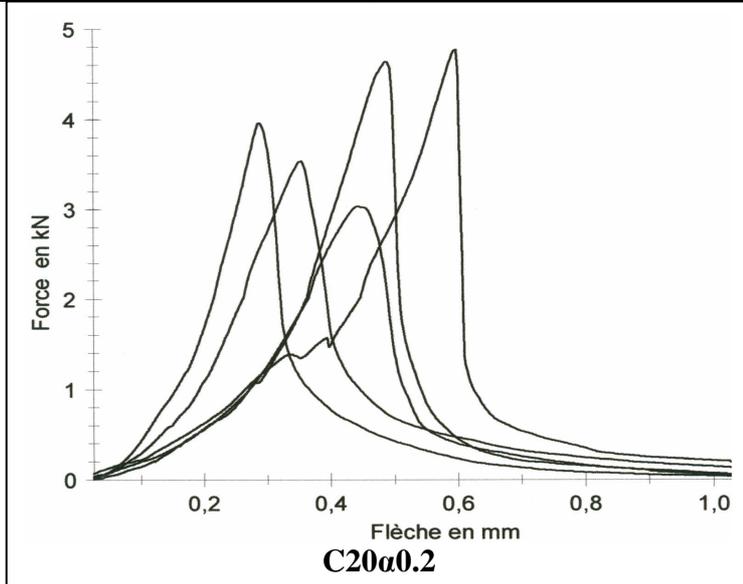
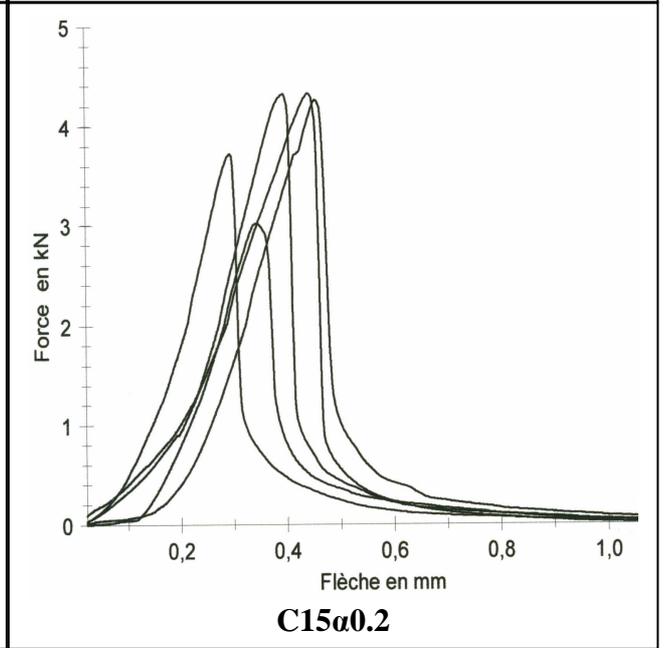
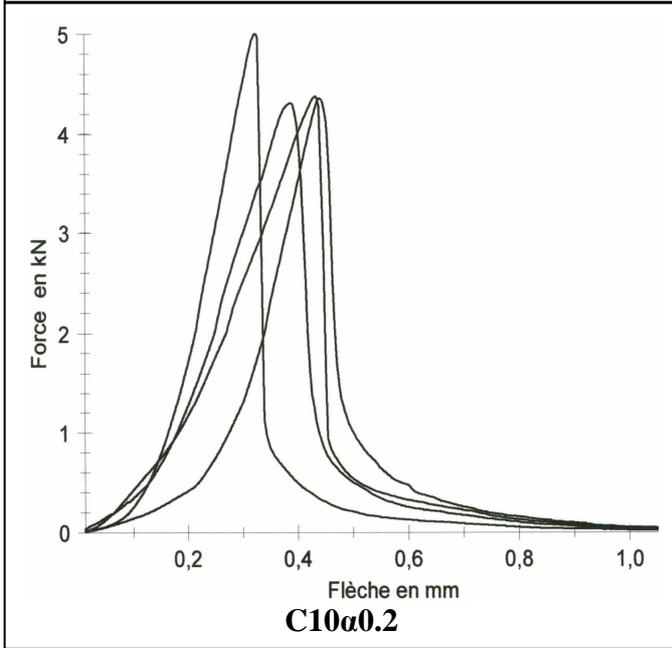
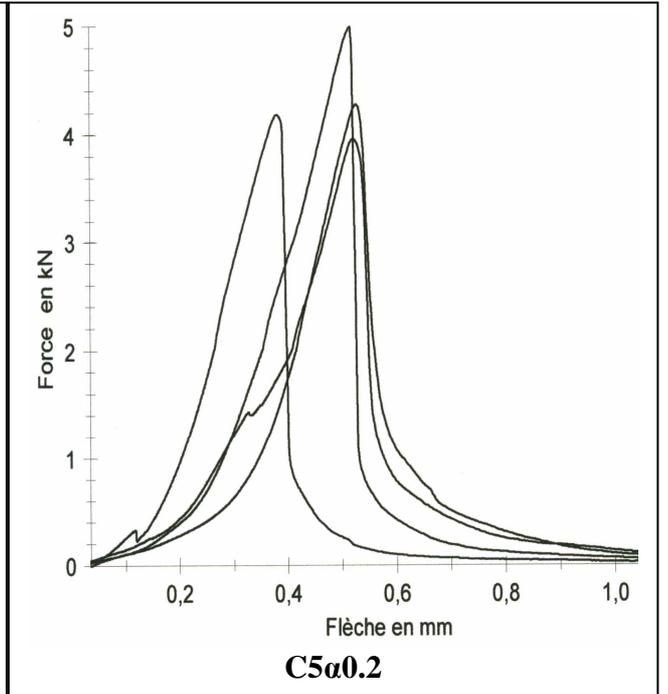
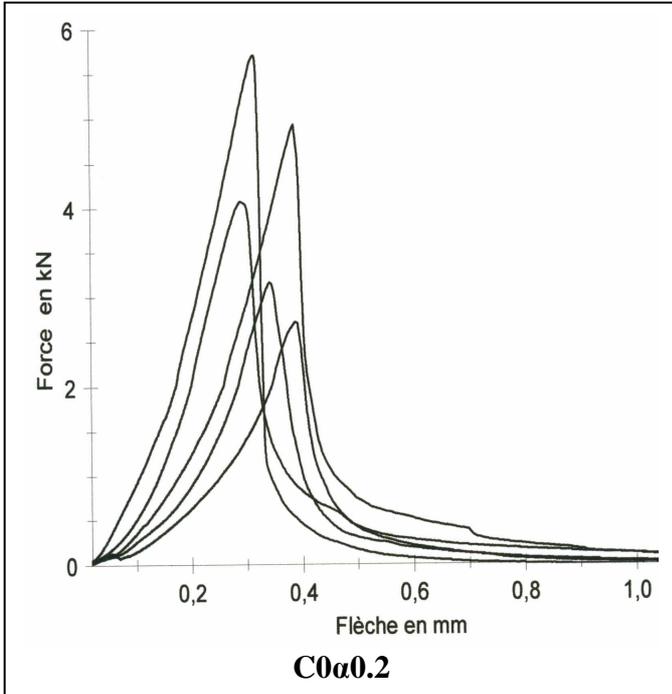
Tableau I. Force de rupture et énergie de rupture des mortiers avec et sans ajout calcaire.

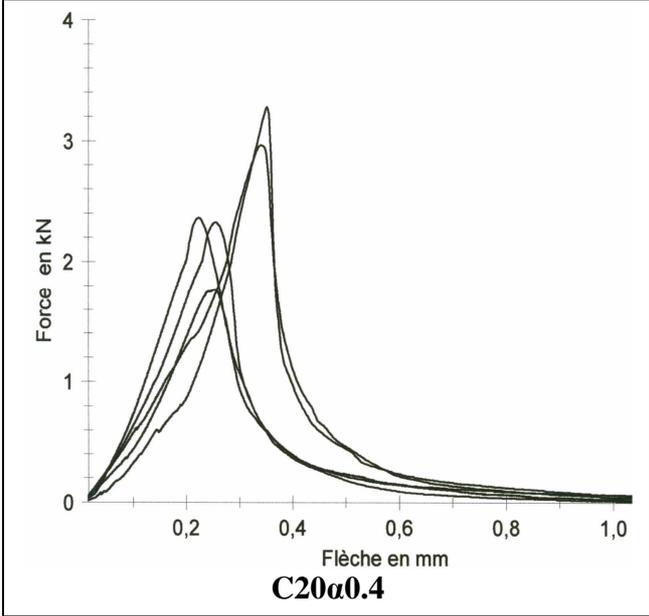
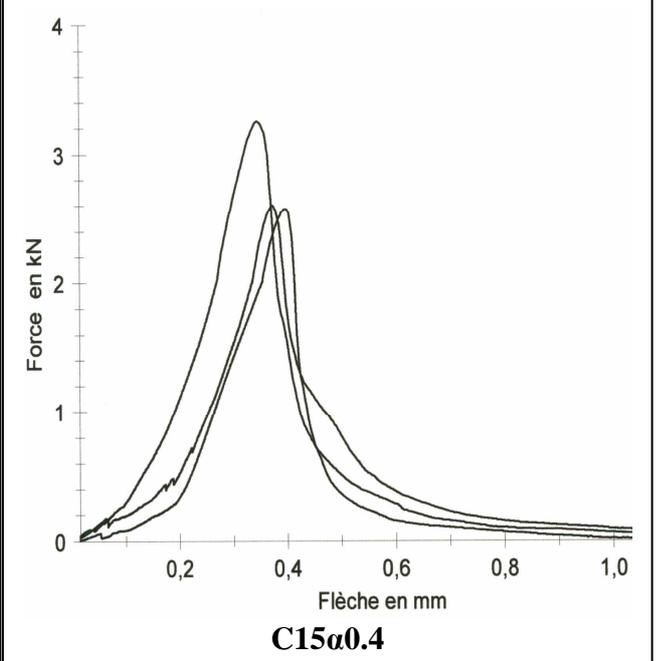
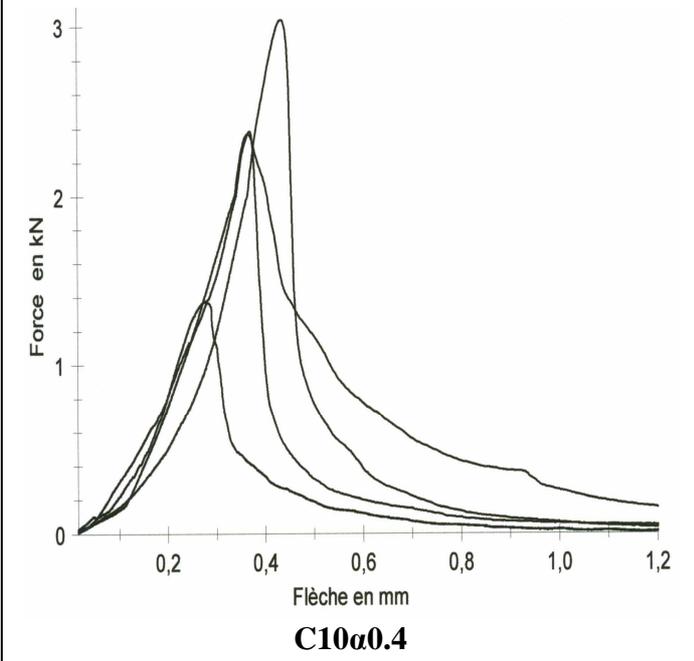
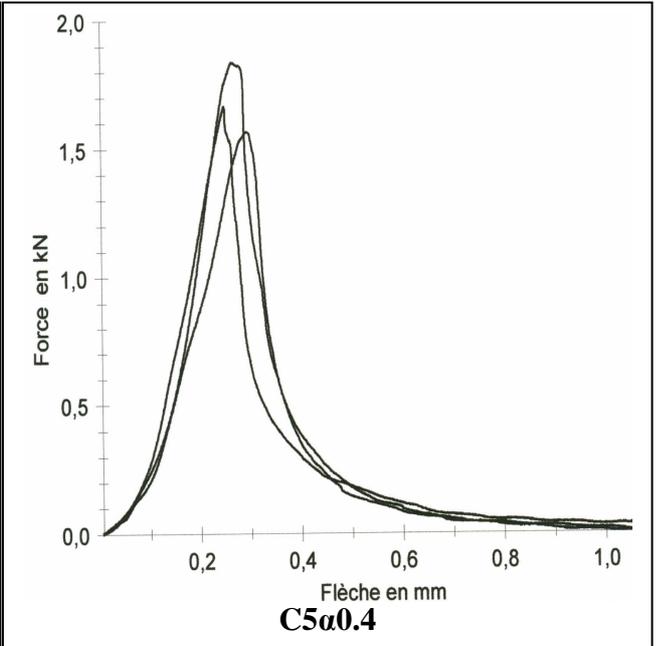
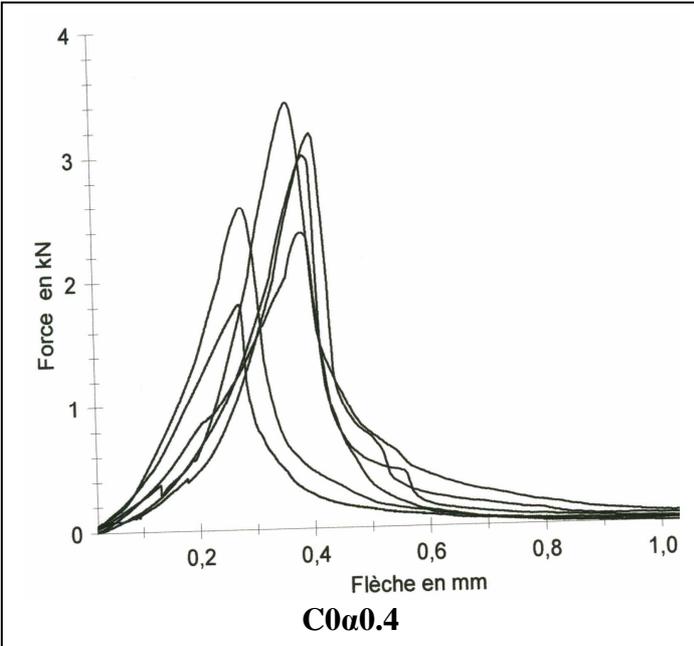
Calcaire 0 %									
a/d	0			0,2			0,4		
	F max (N)	W (Nmm)	Gf (N/m)	F max (N)	W (Nmm)	Gf (N/m)	F max (N)	W (Nmm)	Gf (N/m)
	4705,72	643,18	401,99	1766,01	161,76	126,38	1291,16	118,19	123,11
	4833,91	659,71	412,32	1733,63	199,76	156,06	1060,30	115,65	120,47
	5090,74	725,12	453,20	1906,84	284,53	222,29	1390,47	90,47	94,24
	4574,72	614,01	383,76	1947,51	205,41	160,48	1390,64	113,55	118,28
	4638,22	642,46	401,54	1555,01	153,35	119,80	1241,00	127,33	132,64
	4867,87	646,86	404,29	1975,35	241,47	188,65	1055,20	150,30	156,56
Moyenne	4785,20	655,22	409,51	1814,06	207,71	162,27	1238,13	119,25	124,22
Ecartype	0,19		0,02	0,16		0,04	0,15		0,02
Calcaire 5 %									
a/d	0			0,2			0,4		
	F max (N)	W (Nmm)	Gf (N/m)	F max (N)	W (Nmm)	Gf (N/m)	F max (N)	W (Nmm)	Gf (N/m)
	4185,07	501,16	313,23	2114,26	228,05	178,16	1148,74	97,03	101,07
	3913,45	440,55	275,34	1986,63	198,70	155,23	1270,42	132,74	138,27
	4071,04	526,56	329,10	1795,99	208,05	162,54	1257,25	107,88	112,38
	4121,34	646,69	404,18	1973,79	222,25	173,63	1174,86	180,44	187,96
	4291,41	545,25	340,78	2040,86	205,05	160,20	1366,55	104,77	109,14
				1845,70	189,27	147,87	1067,95	97,17	101,22
Moyenne	4116,46	532,04	332,53	1959,54	208,56	162,94	1214,30	120,01	125,01
Ecartype	0,14		0,05	0,12		0,01	0,11		0,03
Calcaire 10 %									
a/d	0			0,2			0,4		
	F max (N)	W (Nmm)	Gf (N/m)	F max (N)	W (Nm)	Gf (N/m)	F max (N)	W (Nm)	Gf (N/m)
	4066,80	480,24	300,15	1613,66	178,95	139,80	1101,62	115,65	120,47
	3877,02	471,92	294,95	1976,13	299,73	234,16	1229,42	120,32	125,33
	4273,58	542,52	339,08	1840,96	198,57	155,13	1134,62	110,31	114,91
	3896,70	451,51	282,19	1477,68	160,23	125,18	1129,42	97,87	101,95
	3740,99	415,61	259,76	1611,63	172,87	135,05	1063,00	119,14	124,10
	3845,88	438,46	274,04	1931,64	189,58	148,11	1072,04	133,15	138,70
Moyenne	3950,16	466,71	291,69	1741,95	199,99	156,24	1121,69	116,07	120,91
Ecartype	0,19		0,03			0,04			0,01

Calcaire 15 %									
a/d	0			0,2			0,4		
	F max (N)	W (Nmm)	Gf (N/m)	F max (N)	W (Nmm)	Gf (N/m)	F max (N)	W (Nmm)	Gf (N/m)
	3861,13	472,36	295,23	1993,63	236,10	184,45	997,49	77,17	80,39
	3141,34	330,15	206,34	1721,59	156,65	122,38	1039,03	84,49	88,01
	3410,64	602,19	376,37	1489,74	150,59	117,65	939,56	93,08	96,96
	3519,56	380,20	237,63	1479,21	140,58	109,83	1122,96	111,70	116,35
	3314,54	528,05	330,03			0,00	1111,20	79,13	82,43
	3909,33	459,51	287,19			0,00	1066,20		
Moyenne	3526,09	462,08	288,80	1671,04	170,98	133,58	1046,07	89,11	92,82
Ecartype	0,31		0,06	0,24		0,03	0,07		0,01
Calcaire 20 %									
a/d	0			0,2			0,4		
	F max (N)	W (Nmm)	Gf (N/mm)	F max (N)	W (Nmm)	Gf (N/mm)	F max (N)	W (Nmm)	Gf (N/mm)
	3623,28	419,34	262,09	1650,16	150,15	117,30	926,52	74,05	77,14
	3149,12	371,65	232,28	1609,50	177,25	138,48	897,23	55,91	58,24
	3003,04	392,62	245,39	1572,90	133,88	104,59	1127,67	84,39	87,91
	3589,60	411,49	257,18	1661,54	141,03	110,18			
	3360,15	389,57	243,48	1524,82	128,40	100,31			
	3347,45	416,18	260,11	1999,23	182,32	142,44			
Moyenne	3345,44	400,14	250,09	1669,69	152,17	118,88	983,81	71,45	74,43
Ecartype	0,24		0,01	0,17		0,02	0,13		0,02

ANNEXE II. Résultats détaillées des essais de flexion trois points sur le béton.







Tableaux II. Force de rupture et énergie de rupture de béton avec et sans ajout calcaire.

Calcaire 0 %									
a/d	0			0,2			0,4		
	F max (N)	W (Nmm)	Gf (N/m)	F max (N)	W (Nmm)	Gf (N/m)	F max (N)	W (Nmm)	Gf (N/m)
	8827,56	1618,97	0,33	4927,07	631,20	0,16	961,69	79,29	0,03
	8208,69	1353,11	0,28	3158,88	331,80	0,08	2370,4	334,55	0,11
	8681,97	917,26	0,19	4073,69	424,57	0,11	2992,83	361,79	0,12
	9726,03	2101,29	0,43				996,42	97,50	0,03
	8043,67	1483,81	0,30						
	8559,17	941,12	0,19						
Moyenne	8674,52	1402,59	0,29	4053,21	462,52	0,12	1830,34	218,28	0,07
Ecartype	0,59		0,09	0,88		0,04	1,02		0,05
Calcaire 5 %									
a/d	0			0,2			0,4		
	F max (N)	W (Nmm)	Gf (N/m)	F max (N)	W (Nmm)	Gf (N/m)	F max (N)	W (Nmm)	Gf (N/m)
	9032,82	2262,16	0,46	4241,53	565,57	0,14	1837,02	168,99	0,06
	9215,34	1001,15	0,20	3951,85	627,94	0,16	1566,32	179,86	0,06
	9844,8	1854,48	0,38	4918,89	684,55	0,17	1664,71	152,29	0,05
	10575,31	2093,63	0,43	3578,31	685,81	0,17	2330,33	323,22	0,11
	9227,8	2299,03	0,47	5499,02	695,07	0,18			
Moyenne	95716,21	2025,63	0,39	4522,53	629,20	0,17	1849,6	206,09	0,07
Ecartype	0,81		0,12	0,72		0,01	0,34		0,03
Calcaire 10 %									
a/d	0			0,2			0,4		
	F max (N)	W (Nmm)	Gf (N/m)	F max (N)	W (Nmm)	Gf (N/m)	F max (N)	W (Nmm)	Gf (N/m)
	8753,2	887,10	0,18	5004,82	513,43	0,13	2382,52	315,90	0,11
	9064,86	1083,27	0,22	4308,04	619,35	0,16	2367,38	300,45	0,10
	7849,39	820,99	0,17	4355,68	500,64	0,13	3038,24	408,78	0,14
	9557,73	1131,97	0,23	4373,48	733,47	0,19			
	8727,83	1044,11	0,21						
Moyenne	8790,602	993,49	0,20	4510,51	591,72	0,15	2596,05	341,71	0,12
Ecartype	0,62		0,03	0,33		0,03	0,38		0,02

Calcaire 15 %									
a/d	0			0,2			0,4		
	F max (N)	W (Nmm)	Gf (N/m)	F max (N)	W (Nmm)	Gf (N/m)	F max (N)	W (Nmm)	Gf (N/m)
	8310,32	1700,02	0,35	3014,2	303,76	0,08	2285,03	241,69	0,08
	8224,4	884,12	0,18	4321,39	720,45	0,18	3254,59	389,11	0,13
	8575,19	909,29	0,19	3719,44	393,29	0,10	2605,54	293,64	0,10
	8988,3	1009,63	0,21	4316,5	586,96	0,15	2576,61	302,76	0,10
	9603,52	1107,44	0,23	4254,61	581,11	0,15			
Moyenne	8740,76	1122,10	0,23	3925,23	517,11	0,13	2680,44	306,8	0,10
Ecartype	0,57		0,07	0,57		0,04	0,41		0,02
Calcaire 20 %									
a/d	0			0,2			0,4		
	F max (N)	W (Nmm)	Gf (N/m)	F max (N)	W (Nmm)	Gf (N/m)	F max (N)	W (Nmm)	Gf (N/m)
	7637,46	855,75	0,17	3027,56	442,33	0,11	3282,64	367,54	0,13
	7596,05	840,16	0,17	4771,71	873,70	0,22	2327,32	249,86	0,08
	7023,93	709,16	0,14	4636,83	653,88	0,17	2364,27	217,14	0,07
	7800,41	830,36	0,17	4901,7	745,15	0,19	2965,68	405,06	0,14
				3958,4	361,39	0,09	2294,82	259,39	0,09
				3535,05	434,77	0,11			
Moyenne	7514,46	808,86	0,17	4138,54	585,20	0,15	2646,95	299,80	0,10
Ecartype	0,34		0,01	0,76		0,05	0,45		0,03