

Université Mouloud Mammeri de TIZI-OUZOU



Faculté du Génie de la Construction
Département de Génie Civil



THESE DE DOCTORAT

Spécialité : Génie Civil

Présentée par

ATLAOUI Djamel

Sujet

**Influence des fibres de récupération sur le comportement
du béton armé.**

Devant le jury composé des Messieurs :

ZERZOUR	Ali	Professeur ENSTP Kouba	Président
BOUAFIA	Youcef	Professeur UMMTO	Rapporteur
MEDDAHI	Amer	Professeur à l'université de Boumerdés	Examineur
TAKI	Mohamed	Maitre de conférences « A » ENSTP Kouba	Examineur
DERRADJ	Mohamed	Maitre de conférences « A » UMMTO	Examineur

Soutenue le 30 / 01 / 2014

REMERCIEMENTS

Ce travail a été réalisé au sein du Laboratoire de Modélisation expérimentale et numérique des Matériaux et Structures en génie civil (LaMoMS) de l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.

Mes sincères remerciements et ma profonde reconnaissance au Professeur Y. BOUAFIA, Directeur de ce Laboratoire, qui a bien voulu proposer et diriger ce travail et surtout, pour son aide morale et effective. Sa contribution réelle a permis de mener à terme ce travail.

Je tiens à remercier chaleureusement le Professeur Patrick MULLER pour son accueil et sa disponibilité tout au long des deux stages que j'ai effectués, dans le cadre de ce travail, à l'Institut Jean Le Rond d'Alembert de l'Université Pierre et Marie CURIE - PARIS VI / C.N.R.S.

Je tiens à remercier le Professeur Albert NOUMOWE, Directeur du Laboratoire de Mécanique et Matériaux du Génie Civil à L'université de Cergy-Pontoise pour avoir accepté de m'accueillir au sein du laboratoire pour finaliser cette thèse.

Je témoigne ma profonde reconnaissance au Professeur M. S. KACHI, pour sa contribution et sa disponibilité à me prodiguer des conseils pertinents qui m'ont permis de mener à terme cette étude.

Je tiens à remercier le Directeur Rabah SAIDANI, Directeur la société nationale des véhicules industriels en Algérie (SNVI), d'avoir facilité la tâche pour la récupération des déchets d'usinage « copeaux », afin de réaliser cette étude expérimentale.

Je tiens à remercier M. MAMOU et R. BOUHERAOUA, les deux techniciens du Laboratoire expérimental de Génie-Civil, d'avoir m'aider durant la réalisation de l'étude expérimentale.

Que tous les collègues enseignants et « non –enseignants » qui m'ont encouragé dans cette entreprise, je cite ; messieurs R. ADJRAD , M. SAAD, R. MANSOURI , M. Dahli, trouvent ici l'expression de mes remerciements les plus chaleureux.

Mes remerciements s'adressent aussi aux membres du jury de m'avoir honoré en acceptant de juger ce modeste travail.

Je ne saurai oublier MA FAMILLE sans la quelle rien n'aurait été possible.

DEDICACES

Cet humble travail est dédié à la mémoire de ma grande mère paternelle « ourdira NAOURI », mon oncle « ATLAOUI Rabah », ma grande mère maternelle « Drifa KHELIFA », que dieu les accueille en vaste paradis, à mon père, ma mère, ma femme, mes adorables filles Lydia, Cyline, mon frère Ali, mes sœurs qui m'ont soutenue et encourager durant ce travail.

RESUME

Les fibres en acier sont de plus en plus utilisées pour le renforcement du béton, notamment dans le cas des éléments minces. Elles remplacent ou complètent les armatures classiques selon le type de structures. Dans le cas des dallages (éléments minces) et du béton projeté (voûtes), on observe un gain de productivité.

Les problèmes de chocs et d'abrasion peuvent aussi être résolus par l'utilisation de ce matériau : il y a efficacité mécanique. Le béton armé de fibres peut absorber une énergie plus importante et avoir une très bonne résistance aux chocs comme à la fatigue. Les fibres contrôlent le mécanisme de fissuration. Le comportement en est ainsi modifié. La rupture devient ductile au lieu de fragile.

Dans le but d'étudier et de comprendre l'effet que peut avoir des fibres ondulées ou spirales sur le comportement du béton, nous avons mené une étude expérimentale sur des éprouvettes armées de ces fibres. Les fibres en question « copeaux » proviennent des déchets d'usinage des pièces métalliques (recueillis chez l'entreprise nationale des véhicules industrielles [SNVI]).

A fin d'optimiser la longueur des fibres ainsi que le nombre d'ondulation à utiliser dans la matrice cimentaire, une étude de caractérisation expérimentale du comportement mécanique des fibres ondulées (copeaux), sous sollicitations statiques (traction uni axiale) à été menée a fin de déterminer la résistance maximale à la rupture de la fibre et à l'arrachement). La composition du béton est optimisée par la méthode expérimentale basée sur la méthode de Baron-Lesage proposé par (LCPC).

Les mesures et contrôles de l'ouvrabilité (maniabilité) du béton de fibres, nous avons utilisé le maniabilimètre L.C.L conçu au laboratoire central des ponts et chaussées L.C.P.C, pur les teneurs en fibres (0,2%, 0,4%, 0,6% et 0,8%) avec un rapport Sable/Gravier (S/G) différents.

Le comportement mécanique de ce matériaux est caractérisé par des essais de [traction direct, compression , flexion, cisaillement (résistance à l'effort tranchant)], pour un béton témoin BT (sans fibres) et pour les teneurs en fibres (0,2%, 0,4%, 0,6%, 0,8%, 1%, et 1,5%) , ainsi que pour les deux rapports Sable/Gravier (S/G) (S/G=0,8 et S/G=1), fixé d'après les essais de maniabilité.

Les résultats obtenus, comparativement au béton témoins (sans fibres), sont encourageants.

Mots clés : fibres en copeaux / caractérisation / ondulations/ maniabilité/ traction directe/ flexion/ mode de fissuration/ cisaillement/ effort tranchant/ résistance/ductilité.

-SOMMAIRE-

	Page
INTRODUCTION GENERALE.....	01
PREMIERE PARTIE : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE	
CHAPITRE I : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE.....	04
I. TECHNOLOGIE DU BETON ARME DE FIBRES.....	04
I.1.1 Introduction	04
I.1.2 Définition du Béton armé de fibres.....	04
I.1.3 Rôle des fibres dans le béton.....	05
I.1.4 Fabrication des bétons de fibres.....	06
I.1.5 Formulation du béton de fibres.....	06
I.1.6 Optimisation du béton de fibres (BFM) par la méthode Baron Lesage.....	07
I.1.7 Composition du béton de fibres.....	09
I.1.8 La maniabilité des bétons des fibres.....	11
I.1.9 Différents types de fibres métalliques utilisées.....	11
I.9.1 Fibres Dramix.....	12
I.9.2 Fibres Eurosteel.....	12
I.9.3 Fibres Pont à Mousson.....	12
I.9.4 Fibres Harex.....	12
I.1.10 Influence des fibres noyées dans le béton.....	12
I.10.1 Influence du pourcentage des fibres.....	12
I.10.2 Influence de l'orientation des fibres.....	13
I.10.3 Distribution des fibres.....	14
I.10.4 Influence de l'adhérence fibre-matrice de béton.....	15
I.10.5 Mécanisme de rupture d'une fibre dans la matrice.....	16
I.10.6 Traitement thermique du béton frais et chauffage du béton durci par effet Joule.....	17
I.1.11 Conclusion.....	18

I.2 PROPRIETES PHYSIQUES ET MECANIQUES DES BETONS ARMES DE FIBRES.....	19
I.2.1 Géométrie de la fibre	19
I.2.2 Notion de longueur critique.....	21
I.2.3 Processus de rupture d'une fibre dans une matrice cimentaire.....	22
I.2.4 Résistance à la compression.....	24
I.2.5 Résistance à la traction.....	27
I. 2.6 Résistance à la traction par flexion.....	29
I.2.7 Résistance à la traction par fendage.....	32
I.2.8 Résistance aux chocs.....	34
I.2.9 Résistance à la fatigue.....	35
I.2.10 Résistance à l'abrasion.....	35
I.2.11 Résistance au cisaillement.....	35
I.2.12 Résistance aux chocs thermiques.....	36
I.2.13 Comportement vis-à-vis du retrait.....	36
I.2.14 Comportement vis à vis du fluage.....	38
I.2.15 Perméabilité et résistance à la corrosion du béton de fibres.....	39
I.3 COMPORTEMENT EN FLEXION ET A L'EFFORT TRANCHANT« CISAILLEMENT » DES BETONS ARMES ET DES BETONS ARMES DE FIBRES.....	40
I.3.1 INTRODUCTION.....	40
I.3.2 Essais de l'université of Thrace, « Greece ».....	41
I.3.3 Essais de l'université de São Paulo « Brazil ».....	45
I.3.4 Essais de l'université de « South Korea »	50
I.3.5 Travaux de T.M. Roberts et N. L. Ho.....	54
I.3.6 Essais de l'université North Carolina state Etats-Unis (USA).....	58
I.3.7 Fissuration et rupture par effort tranchant.....	65
I.3.7.1 Rupture par cisaillement et flexion.....	65
I.3.7.2 Rupture par cisaillement et compression.....	66
I.3.7.3 Rupture par cisaillement avec glissement.....	66
I.3.7.4 Rupture par coupure.....	67
I.3.7.5 Rupture par dépassement de la résistance du béton à la compression oblique.....	67

I.4 Utilisation pratique des bétons armés de fibres.....	67
I.4.1 Fondations.....	67
I.4.1.1 Fondations de machines.....	68
I.4.1.2 Fondations profondes.....	68
I.4.1.3 Poutres, linteaux, consoles.....	68
I.4.1.4 Eléments préfabriqués.....	68
I.4.1.5 Dallages industriels.....	69
I.4.1.6 Travaux routiers.....	69
I.4.1.7 Coques minces.....	69
I.4.1.8 Béton projeté.....	69
I.4.1.9 Ouvrages hydrauliques.....	69
I.4.1.10 Structures anti-explosives.....	69
I.5 Conclusion.....	70

DEUXIEME PARTIE ETUDE : ETUDE EXPERIMENTALE

Introduction.....	71
CHAPITRE II : CARACTERISATION DU COMPORTEMENT MECANIQUE DES FIBRES ONDULEES EN SPIRALES ISSUES DES DECHETS D'USINAGE DES PIECES EN ACIER.....	72
II.1 INTRODUCTION.....	72
II.2 Etude expérimentale.....	72
II.2.1 Géométrie de la fibre et système d'ancrage.....	72
II.2.2 Appareillage et essai.....	74
II.2.3 Présentation des résultats	74
II.3 Conclusion.....	77
CHAPITRE III : ETUDE DE LA COMPOSITION DU BETON.....	78

III.1.1 Introduction	78
III.1.2 Les liants.....	78
III.1.3 Les sables.....	78
III.1.4 Les granulats.....	79
III.1.5 Les adjuvants.....	80
III.2 Analyse granulométrique.....	80
III.2.1 Principe de l'essai.....	81
III.2.2 Equipements utilisés.....	81
III.2.3 Description de l'essai.....	81
III.2.4 Module de finesse.....	85
III.3 Composition de béton par la méthode de Dreux-Gorisse.....	85
III.3.1 Résistance visée.....	85
III.3.2 Dosage en ciment et eau.....	85
III.3.3 Dosage des Granulats.....	88
III.4 Optimisation du béton de fibres (BFM) par la méthode Baron Lesage.....	90
CHAPITRE IV : MESURES ET CONTRÔLES DE L'OUVRABILITE	
(MANIABILITE) DU BETON DE FIBRES.....	93
IV.1 Méthode d'évaluation de l'ouvrabilité du béton de fibres.....	93
IV.2 Description de l'appareil maniabilimètre du LCPC.111.....	93
IV.3 Préparation et Mesure de l'ouvrabilité du béton de Fibres.....	95
IV.4 Interprétation des Résultats et conclusions	101
CHAPITRE V : ETUDE DU COMPORTEMENT MECANIQUE EN TRACTION	
DIRECTE DU BETON DE FIBRES EN COPEAUX.....	103
V.1 Introduction.....	103
V.2 Caractérisation du comportement du béton de fibres.....	103
V.3 Géométrie et composition des éprouvettes.....	104

V.3.1 Géométrie des éprouvettes.....	104
V.3.2 Composition des éprouvettes.....	105
V.4 Présentation des résultats.....	105
V.5 Mode de rupture et discussion des résultats.....	112
V.6 Conclusions.....	117
CHAPITRE VI : ETUDE DE COMPORTEMENT EN FLEXION ET AU	
CISAILLEMENT DU BETON DE FIBRES EN COPEAUX.....	118
VI.1 INTRODUCTION.....	118
VI.2 Géométrie et composition des éprouvettes.....	118
VI.2.1 Géométrie des éprouvettes.....	118
VI.2.2 Composition des éprouvettes.....	119
VI.2.3 Malaxage et mise en œuvre du béton.....	119
VI.2.4 Appareillage et essais.....	121
VI.3 Description des essais.....	122
VI.4 Essais de flexion 3-points.....	122
VI. 4.1 Présentation des résultats et discussions.....	123
VI.4.2 Résultats des essais à la compression.....	123
VI.4.3 Résultats des essais flexion 3- points.....	123
VI.5 Essais de flexion 4-points.....	129
VI.5.1 Première série d'essais en flexion 4-points.....	129
VI.5.2 Résultats de la première série d'essais en flexion 4- points.....	130
VI.5.3 Deuxième série d'essais en flexion 4-points.....	132
VI.5.4 Résultats de la deuxième série d'essais en flexion 4-points.....	133
VI.6 Conclusions.....	138
CONCLUSION GENERALE.....	139
BIBLIOGRAPHIE.....	143

-LISTE DES FIGURES-

Figure	Nom de la figure	page
Figure I.1 :	Une fissure traversée par des fibres.....	5
Figure I.2 :	Rôle des fibres dans une matrice.....	6
Figure I.3 :	Détermination du rapport S/G optimal.....	8
Figure I.4 :	Variation de la maniabilité du béton de fibres en fonction du rapport S/S+G (Ecoulement au maniabilimètre LCL).....	9
Figure I.5 :	Ouvrabilité du béton de fibres en fonction de l'éclatement et des différents types de fibres.....	10
Figure I.6 :	Encadrement d'un granulat.....	11
Figure I.7 :	Différent types de fibres utilisées.....	12
Figure I.8 :	Effet des fibres incorporées dans le béton sur son affaissement au cône d'ABRAMS.....	13
Figure I.9 :	Ouvrabilité du béton de fibres en fonction de teneur en fibres métalliques et l'élancement L/D.....	13
Figure I.10 :	Effet de orientation des fibres sur la résistance du composite (béton de fibres) en flexion.....	14
Figure I.11 :	Distribution de la contrainte de cisaillement à la surface d'une fibre Droite.....	15
Figure I.12 :	Géométrie d'une fibre décollée de matrice sur une longueur y.....	16
Figure I.13 :	Distribution des contraintes d'adhérence après décollement.....	16
Figure I.14 :	Variation des résistances mécaniques des bétons avec ou sans fibres à crochets en fonction de l'âge et du mode de leurs maturation.....	18
Figure I.15 :	Diagramme d'essai d'une dalle Conventiionnelle sans renforcement par fibres d'acier.....	20
Figure I.16 :	Diagramme d'essai d'une dalle de béton sous charge ponctuelle renforcée de kg/m ³ de fibres d'acier EUROSTEEL.....	20
Figure I.17 :	Influence du rapport E/C lors d'un essai d'arrachement (orientation 90 ⁰ , 2 ondulations).....	21
Figure I.18 :	Influence du rapport E/C lors d'un essai d'arrachement (orientation 90 ⁰ , 3 ondulations).18.....	21
Figure I.19 :	Distribution des contraintes d'adhérence lors du décollement.....	23

Figure I.20 : Exemple de loi contrainte d'adhérence-glisement.....	23
Figure I.21 : Courbe contrainte- déformation en compression simple.....	24
Figure I.22 : Diagramme contrainte-déformation des essais en compression avec Asservissement.....	25
Figure I.23 : Résistance en compression des BFM en fonction du pourcentage en fibres.....	26
Figure I.24 : Diagramme effort-déplacement en compression en fonction du type et du pourcentage en Fibres.....	26
Figure I.25 : Diagramme contrainte-déformation en traction.....	27
Figure I.26 : Diagramme contrainte-déformation en traction direct d'un mortier renforcé par différents types de fibres.....	28
Figure I.27 : Courbe effort-ouverture des fissures en traction directe du béton de fibres.....	28
Figure .28 : Courbe charge-flèche en flexion d'un béton sans fibres et d'un béton renforcé par des fibres métalliques SWAMY et al.....	29
Figure I.29 : Courbe charge-flèche des essais de flexion sur des éprouvettes prismatiques...30	
Figure I.30 : Courbes charge-flèche en flexion simple pour les différents types de béton de fibres par rapport au béton témoin.....	31
Figure I.31: Courbes moment-flèche pour différents pieux en flexion composée.....	32
Figure I.32 : Courbes charges-déplacement diamétral par fendage en fonction du pourcentage en fibres.....	33
Figure I.33 : Courbe charge-déplacement diamétral par fendage pour différents matériaux...34	
Figure I.34 : Rapport entre moment à la rupture en flexion théorique et moment ultime réel.36	
Figure I.35 : Influence de la présence des fibres sur le retrait au jeune âge.....	37
Figure I.36 : Influence de la présence des fibres sur le fluage du béton (contrainte de compression = 1/3 résistance ultime).....	37
Figure I.37 : Contrainte gênée due au retrait en fonction du temps pour le béton fibré en béton témoin.....	38
Figure I.38 : Effet de la présence des fibres sur le fluage du béton.....	39
Figure I.39 : Evolution de la résistance en flexion du béton de fibres et du béton témoin en fonction du temps (éprouvettes conservées dans l'eau ou dans différentes solutions de Na ₂ So ₄	40
Figure I.40 : Installation d'essai des poutres testées.....	42
Figure I.41 : Courbe charge en fonction de la largeur des fissures.....	43
Figure I.42 : Courbe charge-flèche pour les poutres CP, CF50 et CF75.....	44
Figure I.43 : Courbe charge-flèche pour les poutres CP-S, CF50-S.....	44

Figure I.44 : (a) Géométrie, (b) Renforcement des poutres série A, (c) Renforcement des poutres série B.....	46
Figure I.45 : Position et nombres de jauges installées.....	47
Figure I.46 : Vue des poutres série A après les essais.....	47
Figure I.47 : Vue des poutres série B après les essais.....	47
Figure I.48 : Force- Flèche des poutres série A.....	48
Figure I.49 : Force- Flèche des poutres série B.....	48
Figure I.50 : Déformations dans les étriers aux points E3-E4.....	48
Figure I.51 : Déformations dans les armatures longitudinales aux points A3-A4.....	49
Figure I.52 : Dispositif d'essai des poutres testées.....	51
Figure I.53 : Comparaison des différentes résistances relatives en fonction des teneurs en Fibres.....	51
Figure I.54 : Mode de fissuration pour les différentes poutres testées.....	52
Figure I.55 : Courbe charge-flèche pour les Poutres sans étriers.....	52
Figure I.56 : Courbe charge-flèche pour les poutres avec 50% des étriers conventionnels.....	52
Figure I.57 : Résistance à la fissuration au cisaillement en fonction des teneurs en fibres (%).....	53
Figure I.58 : Résistance ultime au cisaillement en fonction des teneurs en fibres (%).....	53
Figure I.59 : Détails de chargement des poutres testées.....	55
Figure I.60 : Mode de fissurations des poutres testées pour $a/d=24$	55
Figure I.61 : Mode de fissurations des poutres testées pour $a/d=16$	56
Figure I.62 : Mode de fissurations des poutres testées pour $a/d=8$	56
Figure I.63 : Rapport du moment théorique/ moment à la rupture en fonction de rapport à a/d	57
Figure I.64 : Description des poutres testées en béton normale et à haute résistance.....	60
Figure I.65 : Dispositif d'essais utilisée.....	60
Figure I.66 : Courbes Charge- Flèche à mi-travée pour un béton armé léger avec armatures transversales.....	62
Figure I.67 : Courbes Charge- Flèche à mi-travée pour un béton armé à haute résistance avec armatures transversales.....	62
Figure I.68 : Effet de la résistance du béton sur la flèche à mi-travée pour un béton léger sans armatures transversales.....	62
Figure I.69 : Effet du rapport (a/d) sur la Charge- flèche pour un béton léger.....	63
Figure I.70 : Effet du rapport (a/d) sur la Charge- flèche pour un béton léger à haute résistance.....	63

Figure I.71 : Effet de la résistance du béton en compression sur la ductilité au cisaillement des poutres en béton armé léger.....	64
Figure I.72 : Rupture d'une poutre par effort tranchant.....	65
Figure I.73 : Rupture par cisaillement et flexion.....	65
Figure I.74 : Rupture par cisaillement et compression.....	66
Figure I.75 : Rupture par cisaillement et glissement.....	67
Figure I.76 : Rupture par coupure.....	67
Figure II.1 : Vue des copeaux.....	73
Figure II.2 : préparation du système d'ancrage dans le moule à laide de la résine.....	73
Figure II.3 : Vue de dispositif d'essai.....	74
Figure II.4 : Contrainte- Déformation $\sigma=f(\epsilon)$ pour $L= 30$ mm.....	75
Figure II.5 : Contrainte- Déformation $\sigma=f(\epsilon)$ pour $L= 40$ mm.....	75
Figure II.6 : Contrainte- Déformation $\sigma=f(\epsilon)$ pour $L= 50$ mm.....	76
Figure II.7 : Superposition des courbes $\sigma = f(\epsilon)$ pour les trois longueurs.....	76
Figure III.1 : Courbe Granulométrique.....	84
Figure III.2 : Abaque permettant d'évaluer approximativement le dosage en ciment à prévoir en fonction du rapport C/E et de L'ouvrabilité désirée (affaissement au cône)...	90
Figure III.3 : Détermination du rapport S/G optimal.....	91
Figure IV.1 : Le Maniabilimètre du LCPC.....	94
Figure IV.2 : Phases successives de l'essai de maniabilité.....	96
Figure IV.3 : Temps d'écoulement en fonction du rapport S/G pour $W=0,2\%$	97
Figure IV.4 : Temps d'écoulement en fonction du rapport S/G pour $W=0,4\%$	98
Figure IV.5 : Temps d'écoulement en fonction du rapport S/G pour $W=0,6\%$	98
Figure IV.6 : Temps d'écoulement en fonction du rapport S/G pour $W=0,8\%$	99
Figure IV.7 : Superposition des courbes Temps d'écoulement en fonction du rapport S/G Pour chaque teneur en fibre $W\%$	99
Figure IV.8 : Superposition des courbes Temps d'écoulement en fonction de la teneur en fibres pour chaque rapport S/G.....	100
Figure IV.9 : Variation de l'accroissement du temps d'écoulement du béton avec les différentes teneurs en fibres en fonction du rapport S/G.....	100
Figure V.1 : Dispositif d'essai en traction.....	103
Figure V.2 : Eprouvette en béton de fibres.....	104
Figure V.3 : Courbe $\sigma=f(\epsilon)$ pour BT ($W=0\%$), $S/G=0.8$	106
Figure V.4 : Courbe $\sigma=f(\epsilon)$ pour $S/G=0,8$, $W=0,6\%$	106

Figure V.5 : Courbe $\sigma=f(\varepsilon)$ pour $S/G=0,8$, $W=0,8\%$	107
Figure V.6 : Courbe $\sigma=f(\varepsilon)$ pour $S/G=0,8$, $W=1\%$	107
Figure V.7 : Courbe $\sigma=f(\varepsilon)$ pour $S/G=0,8$, $W=1,2\%$	108
Figure V.8 : Courbe $\sigma=f(\varepsilon)$ pour $S/G=0,8$, $W=1,5\%$	108
Figure V.9 : Courbe $\sigma=f(\varepsilon)$ pour BT. ($W=0\%$), $S/G=1$	109
Figure V.10 : Courbe $\sigma=f(\varepsilon)$ pour $S/G=1$, $W=0,6\%$	109
Figure V.11 : Courbe $\sigma=f(\varepsilon)$ pour $S/G=1$, $W=0,8\%$	110
Figure V.12 : Courbe $\sigma=f(\varepsilon)$ pour $S/G=1$, $W=1\%$	110
Figure V.13 : Courbe $\sigma=f(\varepsilon)$ pour $S/G=1$, $W=1,2\%$	111
Figure V.14 : Courbe $\sigma=f(\varepsilon)$ pour $S/G=1$, $W=1,5\%$	111
Figure V.15 : Vues de rupture des éprouvettes en traction.....	113
Figure V.16 : Processus de rupture des éprouvettes: la fissuration du béton - étirement puis casser des fibres.....	115
Figure V.17 : Mode de rupture.....	116
Figure VI.1 : Moules prismatiques utilisés.....	118
Figure VI.2 : Malaxeur à axe vertical de capacité 65l et vibreur utilisée.....	120
Figure VI.3 : Eprouvette cylindrique de dimensions (15x30) cm ²	120
Figure VI.4 : Vue du dispositif d'essai « Ibertest ».....	121
Figure VI.5 : Presse de force (2000KN) AUTO test (ELE internationale).....	121
Figure VI.6 : Schéma statique de l'essai de flexion 3- points.....	122
Figure VI.7 : Exemple du mode de rupture des poutres lors des essais flexion 3-points.....	124
Figure VI.8 : Courbe force-flèche pour BT- $S/G=1$	124
Figure VI.9 : Courbe force-flèche pour $W=0,6\%$ - $S/G=1$	125
Figure VI.10 : Courbe force-flèche pour $W=0,8\%$ - $S/G=1$	125
Figure VI.11 : Superposition des Courbes force-flèche pour BT, $W=0,6\%$ et $0,8$ - $S/G=1$	126
Figure VI.12 : Courbe force-flèche pour BT- $S/G=0,8$	127
Figure VI. 13: Courbe force-flèche pour $W=0,6\%$ - $S/G=0,8$	127
Figure VI. 14 : Courbe force-flèche pour $W=0,8\%$ - $S/G=0,8$	128
Figure VI.15 : Superposition des Courbes force-flèche pour BT, $W=0,6\%$ et $0,8$ - $S/G=0,8$	128
Figure VI.16 : Schéma statique de l'essai de flexion 4- points.....	130
Figure VI.17 : Exemple du mode de rupture des poutres lors des essais flexion 4-points pour la première série d'essais.....	130
Figure VI.18 : Superposition des Courbes force-flèche pour la première série d'essais lors des essais flexion 4-points.....	131

Figure VI.19.a : Schéma statique de la première série d'essais (série A) en flexion 4- points.....	133
Figure VI.19.b : Schéma statique de la deuxième série d'essais (série B) en flexion 4- points.....	133
Figure VI.20 : Mode de rupture des poutres testées (série A et B) lors des essais flexion 4- points.....	134
Figure VI.21 : Superposition des Courbes force-flèche de la première série de test (série A), pour BA, W=0,6% et 0,8 - S/G=1.....	134
Figure VI.22 : Superposition des Courbes force-flèche de la première série de test (série B), pour BA, W=0,6% et 0,8 - S/G=1.....	135
Figure VI.23 : Début d'ouverture de fissures diagonale pour un force F= 61,753 KN.....	137
Figure VI.24 : Ouverture de fissures diagonales pour un force F= 69,422 KN.....	137
Figure VI.25 : Ouverture de fissures diagonales pour un force F= 79.572 KN.....	137

-LISTE DES TABLEAUX-

Tableau	Intitulé du tableau	page
Tableau I.1 :	Comparaison de la flèche des B.A.F. à celle du béton armé, et du moment de rupture des bétons armés de fibres à celui du béton témoin.....	31
Tableau I.2 :	Caractéristiques des poutres testées.....	42
Tableau I.3 :	Caractéristiques du mélange des poutres testées.....	46
Tableau I.4 :	Caractéristiques des aciers et fibres utilisées.....	50
Tableau I.5 :	Détails des spécimens des poutres testées.....	54
Tableau I.6 :	Caractéristiques des poutres testées.....	59
Tableau I.7 :	Charges (ultime) et type de rupture des poutres testées.....	61
Tableau III.1 :	Analyse granulométrique du sable.....	82
Tableau III.2 :	Analyse granulométrique pour le gravier (3/8).....	82
Tableau III.3 :	Analyse granulométrique pour le gravier (8/15).....	83
Tableau III.4 :	Valeurs approximatives du coefficient granulaire.....	86
Tableau III.5 :	Constituants du béton pour un volume de 1m^3	89
Tableau III.6 :	Masse des différents constituants pour 1m^3 de béton.....	91
Tableau III.7 :	Masse des différents teneurs en fibres pour 1m^3 de béton.....	92
Tableau IV.1 :	Masses des différents constituant pour un gâchée de 30 litres de béton.....	95
Tableau IV.2 :	Masse des fibres pour différents pourcentages.....	95
Tableau IV.3 :	Temps d'écoulement obtenu pour chaque valeur du rapport S/G avec la Quantité du fluidifiant égale à 0,05% du poids de ciment.....	97
Tableau IV.4 :	Composition du béton pour un rapport S/G=0,8.....	102
Tableau IV.5 :	Composition du béton pour un rapport S/G=1.....	102
Tableau V.1 :	Compositions optimisées pour 1m^3 de béton.....	105
Tableau V.2 :	Masse des différentes teneurs en fibres pour 1m^3 de béton.....	105
Tableau VI.1 :	Composition optimisées pour 1m^3 de béton et pour une éprouvette [10x20x120] cm.....	119
Tableau VI.2 :	Masse des différentes teneurs en fibres pour 1m^3 de béton et pour une éprouvette prismatique [10x20x120] cm.....	119
Tableau VI.3 :	Résultats des essais à la compression pour les deux rapports (S/G=0,8 et S/G=1).....	123

Tableau VI.4 : Caractéristiques des aciers utilisés pour les deux séries d'essais
(série A et B).....132

- Liste des Symboles-

Première partie : **Etude bibliographique.**

Symbole	Signification
Lf	Longueur de la fibre.
D	Diamètre de la fibre.
E	Module élastique (Module de Young).
V _f	Pourcentage en fibres.
V _{eb_e}	Temps nécessaire pour le remoulage, dans un moule cylindrique posé sur une table vibrante, du béton démoulé du cône d'ABRAMS.
α	Facteur d'orientation des fibres.
ω	Pourcentage en volume des fibres.
A _f	Surface de la section d'une fibre.
L _c	Longueur critique.
τ_u	Contrainte de cisaillement.
L _{min}	Longueur d'ancrage particulière.
$\bar{\tau}$	Contrainte d'adhérence.
σ_{fu}	Contrainte de rupture de la fibre
M _f	Moment réel à la rupture.
M _u	Moment ultime basé sur un calcul théorique en flexion.
T	Béton témoin.
F	Béton de fibres métalliques à crochets.
BT	Béton témoin (sans fibres).
BA	Béton armé.
f _t	Résistance à la traction.
f _{ft}	Résistance à la traction par flexion.
P	Charge maximale.
ϕ	Diamètre.
L/D	Elancement des fibres.
M _u	Moment max théorique.
M _f	Moment max à la rupture.
f _{cc}	Résistance à la compression du béton testé.
f _{ct}	Résistance à la traction du béton testé.
LNN-1	
L	Béton léger.
N	Résistance normale (ordinaire).
N	Poutres sans armatures transversales (sans étriers).
1	Effet de l'effort tranchant en fonction du rapport (a/d)
LHW-2	
L	Béton léger
H	Haute résistance.
W	Poutres avec armatures transversales (avec étriers).
2	Effet de l'effort tranchant en fonction du rapport (a/d).

Deuxième partie : **Etude expérimentale.**

Symbole	Signification
D	Diamètre des mailles des tamis.
m_{tam}	Module des tamis.
G	Coefficient granulaire.
γ	Masse volumique des fibres.
W	Teneurs (pourcentage) en fibres.
σ_c	Contrainte de compression.
E	Module de Young.
L	Longueur de la fibre.
l	Largueur de la fibre.
ϕ	Diamètre apparent de la fibre.
e	Epaisseur de la fibre.
n	Nombre d'ondulations de la fibre.
S	Section transversale des éprouvettes cylindriques.
L'	Longueur de l'éprouvette.
L''	Distance entre deux appuis.
a	Distance entre appuis et le point d'application de l'effort.
b	Largeur de l'éprouvette.
h	Hauteur de l'éprouvette.
F	La charge appliquée.
f	Flèche.
ε	Déformation.
St	Espacement des armatures transversales.
f_e	Limite élastique des aciers.

INTRODUCTION GENERALE

Le béton est un matériau dont les performances en traction sont faibles par rapport à celles en compression. Pour l'utilisation efficace d'un tel matériau, il a été nécessaire de le renforcer par des aciers qui reprennent les efforts de traction : le béton armé. Le renforcement de la zone tendue du béton par des armatures en acier a permis le développement de ce matériau dans le bâtiment et les travaux publics. Cette solution, outre toutes ses qualités (résistance, formulation relativement simple, facilité de mise en œuvre...), présente néanmoins deux inconvénients : ce matériau est fortement hétérogène et son comportement en traction reste du type fragile. De plus, sa mise en œuvre se heurte parfois à la complexité du ferrailage.

Cependant, l'incorporation des fibres au sein du béton améliore son comportement de façon à augmenter ces caractéristiques mécaniques. Ce procédé a donné naissance à un nouveau matériau qui présente une bonne résistance à la traction, un comportement post-rupture satisfaisant et un caractère plus ou moins homogène dans tout le volume de la matrice.

Eu égard à leur aspect récent, ce n'est qu'à partir des années 1960 que les bétons de fibres métalliques ont fait l'objet de beaucoup d'études expérimentales, qui en constituent d'ailleurs les substrats, permettant ainsi l'affirmation de l'avantage que présente l'association fibres-matrice.

Par consensus, les bétons de fibres métalliques ne peuvent substituer aux bétons armés traditionnels. Toutefois, des chercheurs ont proposé de les associer aux bétons armés et donc remplacer partiellement les armatures traditionnelles tel que : le remplacement des armatures transversales (CHANVILLARD. G) [49]. Les efforts ainsi déployés ont permis d'envisager l'utilisation des propriétés des BFM (Béton de fibres métalliques) pour remplir des tâches bien précises telles que : Réparations des revêtements routiers, les domaines des dallages industriels, les pistes d'aérodromes, les murs de soutènement, ce béton peut aussi être utilisé pour augmenter la résistance au feu du béton armé car les fibres limiteraient les ouvertures de fissures et protégeraient ainsi les armatures traditionnelles du rayonnement thermique.

En vue de créer un matériau réellement composite et améliorer son comportement en traction, des études expérimentales ont été menées afin de remplacer les armatures du béton armé par des fibres susceptibles de procurer au béton une bonne résistance à la traction, un bon comportement post-rupture et un caractère d'homogénéité. Ces fibres sont noyées dans le béton d'une manière plus ou moins aléatoire tant au niveau de l'orientation qu'au niveau de leur position. En effet les fibres peuvent se substituer ou compléter les armatures traditionnelles selon les cas pratiques.

L'effort de recherche a permis de montrer de manière très nette l'intérêt de l'utilisation du béton de fibres dans certains domaines, où les propriétés de ce composite sont bien exploitées. Néanmoins, quelques problèmes restent à résoudre :

- la modélisation du comportement du composite,
- la mise au point d'une méthode de calcul des éléments structuraux à base de ce composite,
- le dimensionnement des éléments structuraux,
- l'établissement des coefficients de sécurité afin de se rattacher au calcul classique du type résistance des matériaux, ou du type béton armé.

Dans la présente étude expérimentale, nous nous intéressons à des fibres « locales » pour le renforcement du béton. Ces fibres proviennent des déchets d'usinage des pièces en acier sous forme de « copeaux ». Elles sont récupérées à la société nationale des véhicules industriels en Algérie (SNVI). Leur forme géométrique et ondulée en spirales leur confère un ancrage parfait dans la matrice cimentaire.

Afin de suivre le comportement du béton armé renforcé avec ce type de fibres « copeaux », des essais mécaniques (traction direct, compression, flexion et des essais de cisaillement (résistance à l'effort tranchant) ont été réalisées sur des machines (au Laboratoire de modélisation des matériaux et structures de génie civil à L'université M.M de Tizi-Ouzou). Ces essais ont été réalisées sur des éprouvettes avec différents pourcentages (teneurs) en fibres et avec deux rapports Sable/Gravier ($S/G=0,8$, $S/G=1$).

Avant de mener une étude expérimentale il convient d'avoir un maximum de renseignements issus de recherches déjà effectuées dans le domaine. Nous consacrons donc le premier chapitre à l'étude bibliographique.

Le second chapitre consiste en la caractérisation expérimentale du comportement mécanique des fibres ondulées en spirales « copeaux » issues des déchets d'usinage des pièces en acier, sous sollicitations statiques (Traction uni axiale). L'intérêt réside dans l'optimisation de la longueur des fibres ainsi que le nombre d'ondulation à utiliser dans une matrice cimentaire, qui permettra d'améliorer les performances mécaniques en particulier la résistance.

Le troisième chapitre est consacré à l'étude de la composition du béton, dans laquelle on décrit la méthode dite « Dreux-Gorisse », utilisée pour le calcul des masses des composants du béton. On optimise la composition ainsi obtenue en utilisant la méthode de « BARON-LESAGE » puis, on détermine la masse des fibres à incorporer dans le béton pour les pourcentages 0,2, 0,4, 0,6 et 0,8% en volume.

Le quatrième chapitre est consacré aux mesures et contrôle de l'ouvrabilité (maniabilité), en utilisant le maniabilimètre développé au LCPC (Laboratoire Central des ponts et chaussées, paris).

Le cinquième chapitre consiste à l'étude du comportement mécanique en traction directe du béton de fibres en copeaux. L'objet de ce chapitre est la réalisation des essais de traction directe sur des éprouvettes en béton de fibres métalliques en vue de caractériser le comportement de ce dernier.

Le sixième chapitre est consacré à l'étude du comportement en flexion et au cisaillement « résistance à l'effort tranchant » du béton de fibres en copeaux. Des séries d'essais en flexion (des essais de flexion 3- points) et des essais de cisaillement « des essais flexion 4- points » sur des éprouvettes prismatiques de dimensions [10x20x120] cm ont été réalisées au laboratoire de Génie-Civil, pour suivre le comportement de ces bétons armés renforcés de ces fibres en flexion ainsi que au cisaillement (résistance à l'effort tranchant).

Enfin, une conclusion générale termine ce travail où nous présentons les différentes remarques et suggestions pour une suite future.

CHAPITRE I : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

I TECHNOLOGIE DU BETON ARME DE FIBRES

I.1.1 Introduction

Certains auteurs l'appellent nouveau matériau mais en fait depuis 1960[14], des recherches importantes ont été faites sur ce nouveau matériau qu'est le béton de fibres, notamment en ce qui concerne les propriétés mécaniques et le procédé de mise en oeuvre de ce matériau. Plusieurs auteurs, dont on peut citer [6, 12, 14, 20, 21, 22, 28, 33, 36, 40], ont permis de mettre en évidence les performances de ce composite; à savoir :

- une bonne résistance à la traction, à la fatigue et aux chocs,
- un comportement ductile après la première fissuration,
- une facilité de mise en oeuvre.

CHANVILLARD [49] a révélé que deux périodes lumineuses forment les points de lancement de l'épanouissement de la technologie des BFM. Dans la première période, qui s'étale du vingtième siècle jusqu'aux années 1960, les chercheurs ont fait preuves d'une inquiétude et de spéculations sur les performances réelles des BFM. Quand à la deuxième, qui couvre toute la durée allant de la fin de la première et qui continue de progresser jusqu'à nos jours, est caractérisée particulièrement par une sorte d'éveil qu'au-delà, surtout avec la surprenante avancée qu'a connue certains domaines tel que l'électronique, l'informatique et la mécanique...etc, a permis d'envisager des essais autres que celui de la compression simple au de la flexion à charge contrôlée et piloter en déformation.

L'utilisation des fibres comme moyen de renforcement du béton ne s'est pas limitée uniquement au cas des fibres d'acier. Des fibres de verre, en matière plastique, de fonte et de polypropylène ont été utilisées, notamment pour renforcer les sols.

Dans cette présente étude, on se limitera au cas des fibres métalliques qui sont les plus utilisées pour le renforcement du béton.

I.1.2 Définition du Béton armé de fibres

Un béton armé de fibres est un mélange contenant une répartition de fibres discontinues dans une matrice de béton traditionnel. L'ajout des fibres a pour objectif d'obtenir un matériau composite « isotrope » présentant une meilleure résistance à la traction,

un meilleur comportement post-fissuration, de remédier ainsi à son inconvénient majeur qui est son comportement du type fragile vis-à-vis de la traction.

I.1.3 Rôle des fibres dans le béton

Les fibres noyées dans le béton jouent le rôle de " couture " des fissures. En effet, la longueur maximale d'une microfissure est de l'ordre de la dimension du plus gros granulat ROSSI [32]. La longueur moyenne des fibres utilisées est nettement supérieure à la dimension du plus gros granulat. Chaque microfissure se propageant dans la pâte, peut être "pontée" par une ou plusieurs fibres. Ainsi les fibres empêchent la propagation des microfissures qui ne peuvent de ce fait s'agrandir que par :

- allongement élastique ou plastique des fibres,
- effritement de la matrice de béton au voisinage de la fibre,
- glissement des fibres,
- rupture des fibres.

L'agrandissement des microfissures dans la direction principale de traction conduit à la localisation des macrofissures, alors les fibres qui relient les lèvres des macrofissures, (voir figure I.1), sont soumises à la traction et au cisaillement, elles sont ainsi sollicitées à l'arrachement. Ces fibres absorbent une partie de l'énergie nécessaire à la propagation des microfissures et évitent une propagation incontrôlée de la fissuration du béton. Il faudrait davantage d'énergie donc d'avantage d'effort pour propager cette fissuration.

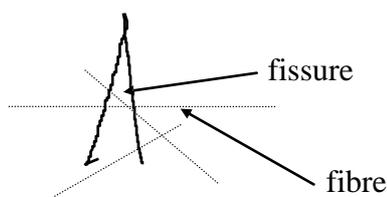


Figure I.1 Une fissure traversée par des fibres [32].

Compte tenu de toutes les recherches entreprises dans ce domaine, le rôle des fibres est défini comme étant un contrôle de la fissuration du béton en état de service en rétrécissant les fissures et donc transformer le comportement ductile qui le sécurise lors des états de chargement ultimes (voir figure I.2).

Les phénomènes tels que le retrait, les contraintes appliquées au jeune âge sont la plus part du temps ingérables et occasionnent des microfissures dans le béton. Quand on soumet le béton à

un effort de traction, les lignes de tension s'infléchissent en raison de l'impossibilité de la transmission de la charge à travers les fissures ce qui explique l'accroissement des tensions aux extrémités des fissures [55].

Lors d'un essai de flexion, la faible résistance du béton est atteinte en un laps de temps, ce qui provoque la création d'une fissure qui en se propageant conduit le matériau à une rupture fragile.

Toutefois, les BFM parviennent à franchir ce seuil en transmettant une partie de cette force à travers la fissure via les fibres, ce qui nous laisse penser que l'efficacité des fibres réside en leur nombre et la qualité de leur ancrage [55].

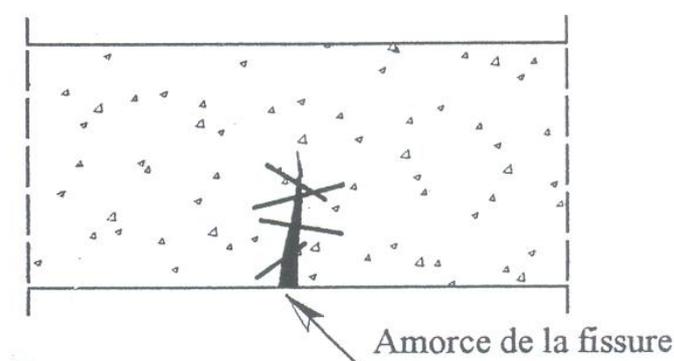


Figure I.2 Rôle des fibres dans une matrice [55].

I.1.4 Fabrication des bétons de fibres

La nécessité de la fabrication d'un BFM fait qu'un dosage abusif des fibres à incorporer rend irréalisable le gâchage ainsi que la mise en œuvre. C'est pour quoi, et eu égard aux paramètres fondamentaux de dosage en volume, de forme et de rapport L/D qui peuvent influencer d'une part l'ouvrabilité et la mise en œuvre et d'autres part l'efficacité mécanique, une bonne mise en œuvre exige impérativement de fixer un dosage maximum en fibres à ne pas dépasser en aucun cas au détriment de l'efficacité mécanique [68].

I.1.5 Formulation du béton de fibres

Le manque de méthodes de formulation des bétons de fibres a toujours posé un problème, mis à part les quelques méthodes empiriques que nous propose la littérature [32] et qui, dans certains cas, débouche sur des résultats erronés. Avec l'évolution de cette technologie et pour venir en aide aux industriels qui s'intéressent aux BFM, le laboratoire central des ponts et chaussées (LCPC) a pu établir une méthode de formulation de ces bétons

courants. La particularité de cette méthode, est qu'elle nous donne la possibilité d'avoir une composition à chaque fois spécifique. Par conséquent, elle conduit à un matériau optimisé vis-à-vis des objectifs escomptés. Ainsi selon que l'on souhaite avoir un BFM maniable, résistant ou ayant une influence sur la ductilité des structures, le matériau composite conçu sera totalement distinct [32].

Les deux hypothèses dont dépend la méthode dite Baron-Lesage sont :

1. Pour un dosage en eau et ciment fixé au départ (E/C, fixe), le béton le plus maniable et le plus compact est celui qui a le squelette minéral le plus optimal.
2. Le dosage en granulats est indépendant de la nature et du volume de la pâte de ciment (eau+ciment).

Une troisième hypothèse vient se dresser pour renforcer les deux premières et assurer l'adéquation de cette méthode aux bétons de fibres métalliques dont l'énoncé est le suivant :

3. L'introduction des fibres métalliques n'influe en rien sur les deux premières Hypothèses.

I.1.6 Optimisation du béton de fibres (BFM) par la méthode Baron Lesage

Pour mieux optimiser la composition des bétons de fibres métalliques le laboratoire central des ponts et chaussées (LCPC) propose une méthode expérimentale basée sur la méthode de Baron-Lesage, déjà utilisé pour les bétons courants [62]. L'utilisation de la méthode Baron-Lesage consiste à suivre les étapes qui suivent :

- Nous fixons au départ le rapport eau sur ciment (E/C) ainsi que le pourcentage de fibres à incorporer.
- Pour chaque valeur du rapport sable granulat (S/G), nous prélevons la maniabilité correspondante, ainsi nous traçons la courbe temps d'écoulement en fonction du rapport S/G, des lors et compte tenu de la première hypothèse, on extrait le rapport S/G pour lequel la maniabilité est optimale (voir figure I.3).

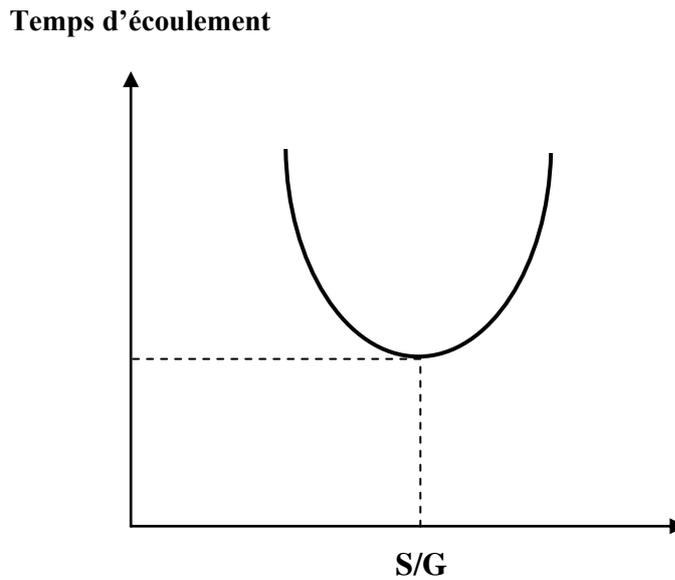


Figure I.3 Détermination du rapport S/G optimal [32].

Toutefois la maniabilité que l'on obtient en suivant le processus de cette méthode peut être différents de celle désirée, ainsi comme l'exige la deuxième hypothèse et pour remédier à cette situation paradoxale, nous pouvons jouer sur la quantité d'eau ou de ciment de telle sorte à maintenir le rapport E/C constant, ce qui nous conduira éventuellement à un mélange ayant plus de pâte de ciment.

Une recherche a été caractérisée au laboratoire central des ponts et chaussées et cela en étudiant deux types de fibres métalliques, les fibres DRAMIX collées par groupe sous forme de plaquettes et les fibres de fonte amorphe dites ponts à mousson. Cette étude portait sur l'influence de la longueur des fibres ainsi que de leurs pourcentages dans une matrice cimentaire [32].

La constatation qui a été faite est que plus est grand le pourcentage en fibres plus on doit augmenter le rapport S/G et la quantité de pâte de ciment en l'occurrence E+C (figure I.4).

Par conséquent cette observation a conduit aux déductions suivantes :

1. Il apparaît que le rôle des fibres s'apparente à celui d'un gros gravillon du squelette minéral.
2. Le béton que l'on obtient est beaucoup plus poreux pour cause d'augmenter la quantité de sable, fait qui est sensé être compensé par une quantité de pâte de ciment en plus. Ce résultat, qui semble péjoratif, s'est révélé bénéfique pour l'assurance d'une adhérence mécanique plus ou moins parfaite entre fibres et pâte de ciment.

L'augmentation du rapport S/G ainsi que de la pâte de ciment est plus considérable pour un béton de fibres de fonte amorphe que pour un béton de fibres DRAMIX ; la raison en est simple, le phénomène est perceptible par le fait que les fibres de fonte amorphe possède une forme peu différente d'un gros gravillon que celle des fibres DRAMIX, ce qui signifie une substitution plus formelle entre fibres et gravillons.

Tous les résultats observés durant cette étude convergent vers les recommandations suivantes :

1. Fibres DRAMIX

- Le rapport S/G est pris égal à 1,075 pour un pourcentage en fibres égal à 1%.
- S/G varie entre 0,5 et 0,7 pour un pourcentage en fibres inférieur à 1% et cela pour une longueur de 60 mm.

2. Fibres de fonte amorphe

- S/G est compris entre 1 et 1,2 quand le pourcentage des fibres est entre 1,5% et 2%.
- Nous pouvons adopter une valeur du rapport S/G comprise entre 1 et 1,8 pour un pourcentage inférieur à 1%.

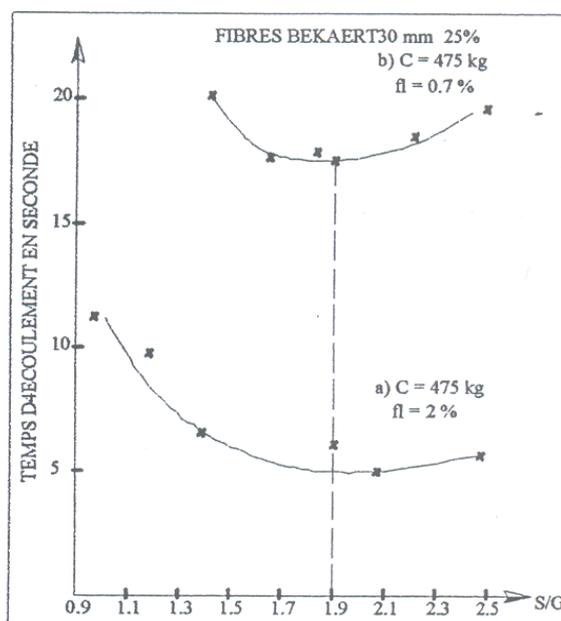


Figure I.4 Variation de la maniabilité du béton de fibres en fonction du rapport S/S+G (Écoulement au maniabilimètre LCL) [32].

I.1.7 Composition du béton de fibres

La mise en oeuvre d'une composition optimale du béton de fibres est complexe car l'ouvrabilité et l'homogénéité du composite dépendent des trois facteurs suivants:

- + La géométrie des fibres définie par le rapport (longueur / diamètre) de chaque fibre,
- Le volume des fibres utilisées dans la matrice de béton,
- La forme d'ancrage des fibres.

Les paramètres essentiels concernant la géométrie des fibres sont au fait la longueur, le diamètre et la forme d'ancrage des fibres. Les fibres ainsi noyées dans le béton doivent être suffisamment longues pour s'opposer à l'ouverture des fissures, elles doivent être équipées d'un système d'ancrage aux extrémités dans le cas des fibres droites. En revanche l'augmentation de la longueur des fibres et l'existence de systèmes d'ancrage spécifiques diminuent la maniabilité du mélange. HUGHES et FATTUCHI [18] ont montré que la maniabilité du mélange diminue en fonction de la croissance de l'éclatement des fibres L/D, d'autre part, l'existence de crochets aux extrémités des fibres diminue l'ouvrabilité du composite (figure I.5).

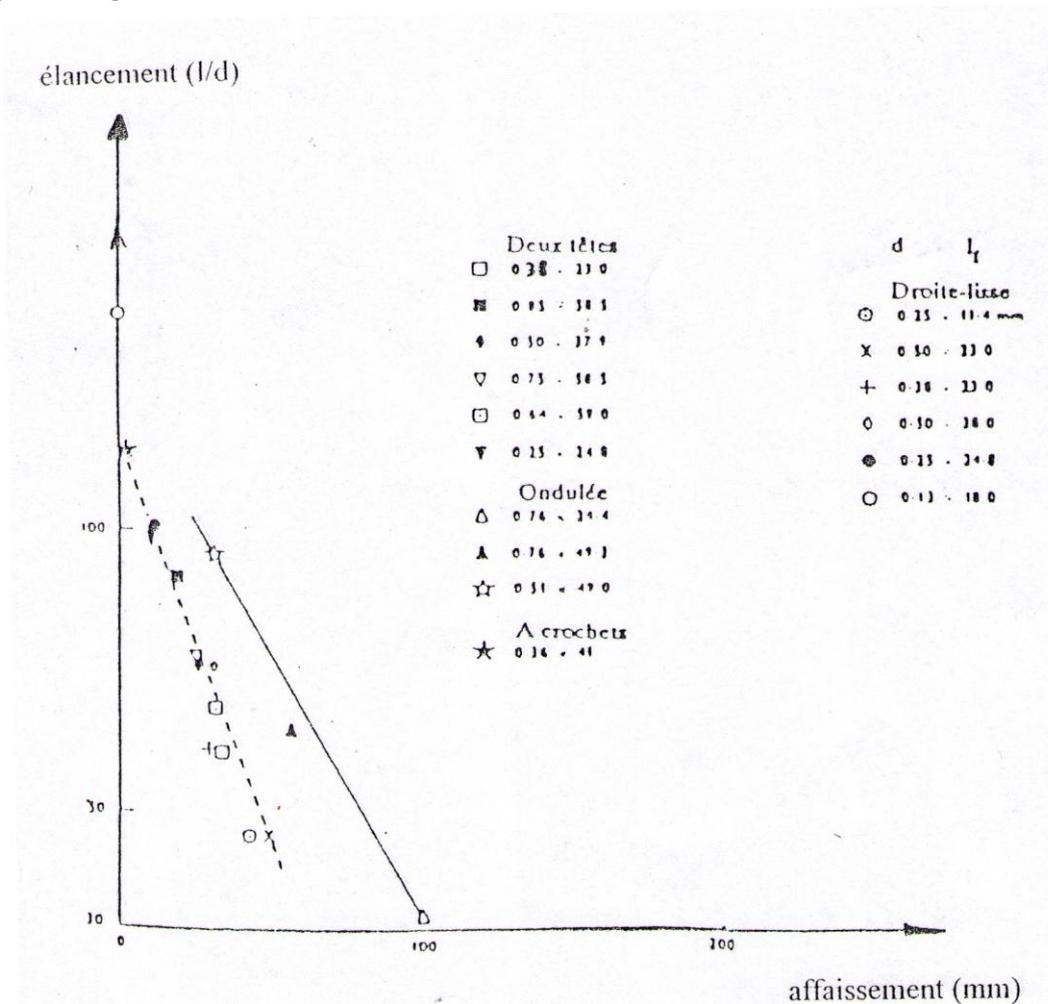


Figure I.5 Ouvrabilité du béton de fibres en fonction de l'éclatement et des différents types de fibres [18].

La granulométrie du matériau est étroitement liée à la dimension des fibres. Les granulats doivent avoir des dimensions tels que les fibres peuvent les encadrer (figure I.6) [10].

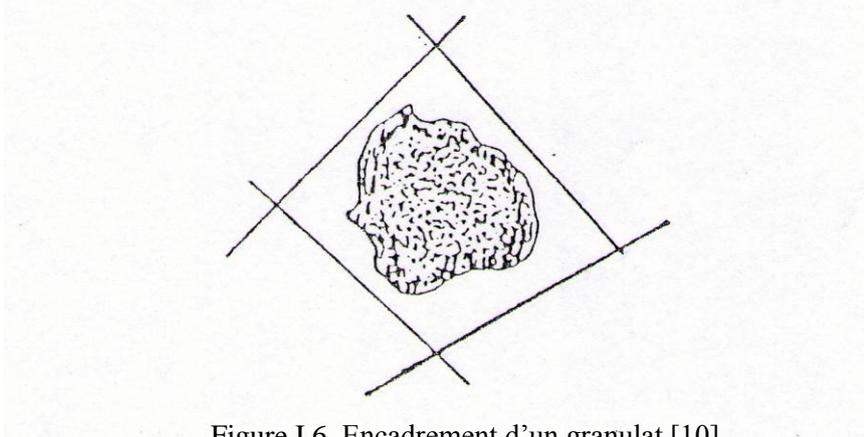


Figure I.6 Encadrement d'un granulat [10].

Pour que les granulats soient bien encadrés par les fibres, il est nécessaire d'avoir une matrice de béton riche en éléments fins. Alors, une composition granulaire appropriée s'avère nécessaire pour le béton armé de fibres afin d'obtenir une distribution uniforme des fibres dans le béton et parer à la formation de « pelotes » de fibres.

En général, l'ajout des fibres est effectué lorsque le malaxage du béton est terminé. Pour éviter la formation superficielle de rouille, le serrage par mise en vibration du coffrage ou table vibrante, est toujours conseillé. Les fibres s'orientent alors parallèlement au coffrage par effet de paroi et s'écartent légèrement de celle-ci de telle sorte qu'elles soient enrobées dans le béton, ce qui constitue une protection contre la corrosion en surface.

I.1.8 La maniabilité des bétons des fibres

La maniabilité d'un BFM est capitale, selon la destination, pour en faciliter la mise en œuvre. Ainsi pour avoir une étreinte sur le contrôle de l'ouvrabilité, il faut parvenir à gérer plusieurs paramètres et dont la maniabilité est étroitement liée.

1. Le dosage en fibres et l'élanement qui sont inversement liés à la maniabilité.
2. Le même phénomène est constaté avec une quantité abusive des gros granulats.
3. La rugosité de la surface des fibres et leur géométrie amplifient le risque de formation d'oursins de fibres au sein d'une matrice cimentaire [55].

I.1.9 Différents types de fibres métalliques utilisées

Ces fibres sont surtout en acier, elles présentent de bonnes caractéristiques mécaniques: une bonne résistance à la traction, une bonne adhérence avec le béton et sont surtout inertes aux attaques du ciment et autres composants du béton. Les différents types de fibres couramment utilisées en Europe sont énumérés ci après.

I.1.9.1 Fibres Dramix

Ce sont des fibres à crochets (Figure 7); elles sont fabriquées en fil d'acier étiré à froid et ont une résistance à la traction de 1100 MPa. Pour le type standard $zc / 50 / 50$, elles ont une longueur de 50 mm et un diamètre de 0.5 mm. Elles se présentent sous forme de plaquettes de 10 à 12 fibres accolées. Lorsqu'elles sont introduites dans le béton la colle se dissout et les fibres sont réparties d'une manière aléatoire.

I.1.9.2 Fibres Eurosteel

Ce sont des fibres ondulées sur toute leur longueur (figure I.7), en acier tréfilé avec une teneur en carbone de 0.25%. Leur résistance à la traction est de 1400 MPa et leur élongation à la rupture est de l'ordre de 14%. Il existe deux types standards :

Eurosteel 60 / 100 (longueur 60 mm, diamètre 1 mm),

Eurosteel 50 / 80 (longueur 50 mm, diamètre 0.8 mm).

I.1.9.3 Fibres Pont à Mousson

Elles se présentent sous forme d'un ruban (figure I.7), de 1.5 à 2 mm de largeur et 60 mm de longueur, leur épaisseur est de l'ordre de 30 microns. Elles sont en fonte amorphe, leur résistance en traction est de 2000 Mpa.

I.1.9.4 Fibres Harex

Les fibres Harex sont obtenues par fraisage de blocs d'acier (figure I.7), leurs dimensions sont de 32*2*0.25 mm. Elles ont une résistance de 700 MPa et un module de 200000 MPa.

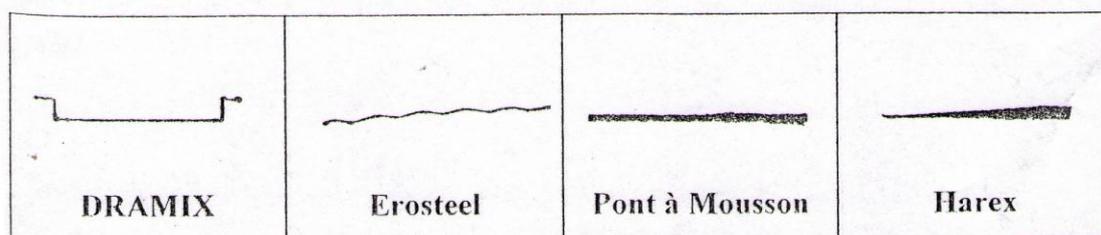


Figure I.7 Différent types de fibres utilisées.

I.1.10 Influence des fibres noyées dans le béton

I.10.1 Influence du pourcentage des fibres

Les fibres noyées dans le béton jouent le rôle d'armature, contrôlent sa fissuration et lui confèrent une grande ténacité. Néanmoins l'ouvrabilité du mélange diminue avec la croissance de la teneur en fibres (figure I.8).

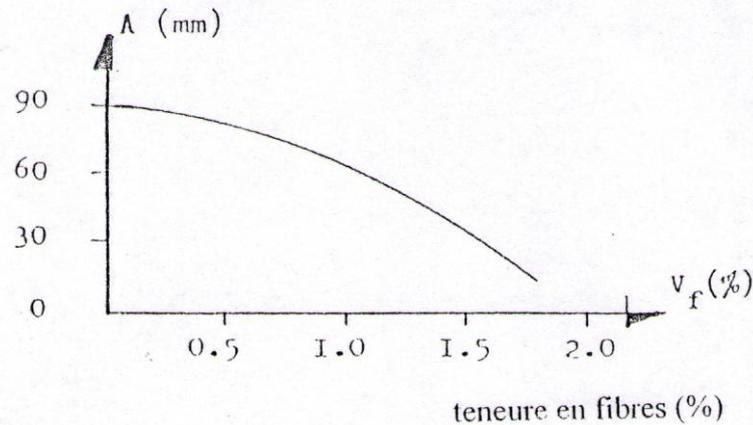
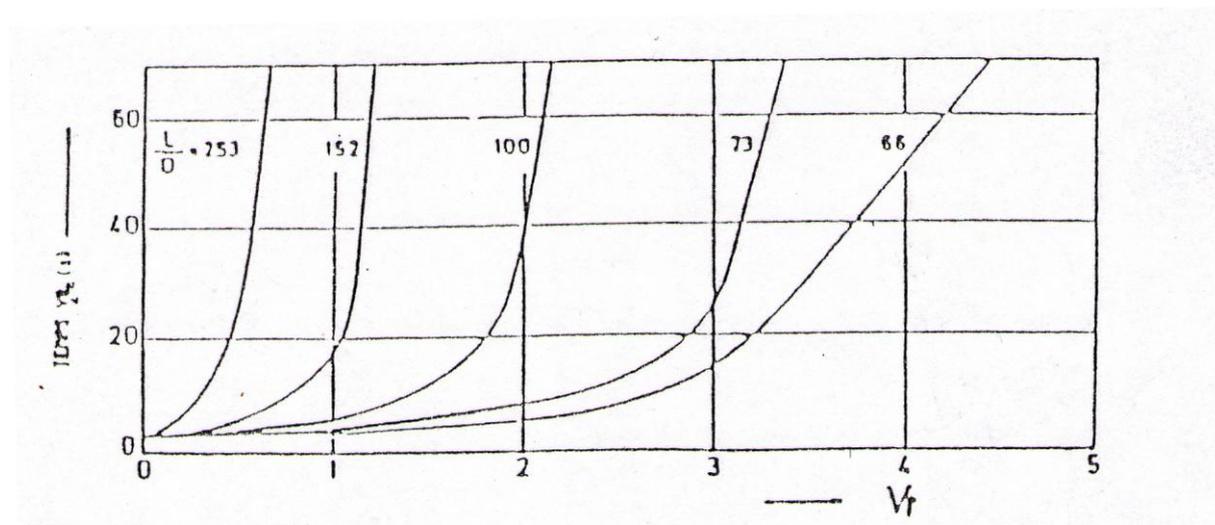


Figure I.8 Effet des fibres incorporées dans le béton sur son affaissement au cône d'ABRAMS [19].

EDINGTON et al [13] ont montré la diminution de la maniabilité du mélange en augmentant le dosage en fibres (figure I.9).



V_f : pourcentage en fibres.

V_{c,b_c} : Temps nécessaire pour le remoulage, dans un moule cylindrique posé sur une table vibrante, du béton démoulé du cône d'ABRAMS.

Figure I.9 Ouvrabilité du béton de fibres en fonction de teneur en fibres métalliques et l'élanement L/D [13].

I.1.10.2 Influence de l'orientation des fibres

Une fibre orientée parallèlement à la direction d'application des contraintes et perpendiculairement à la direction de propagation des fissures joue l'effet le plus important, par contre une fibre perpendiculaire à celle ci n'a aucun effet.

D'après EDINGTON et HANNANT [12], la vibration du béton de fibres favorise une orientation bidimensionnelle des fibres, dans un plan horizontal, ce qui rend le matériau plus performant si cette orientation coïncide avec la direction des contraintes majeures. DEHOUSSE, LEJEUNE et KUYKENS [11] ont montré que l'utilisation de la table vibrante provoque une orientation préférentielle des fibres, perpendiculairement au sens de la vibration.

Enfin l'étude d'EL HACHEM [14] permet de mettre en évidence l'effet de l'orientation des fibres sur la résistance du composite à la traction (figure I.10).

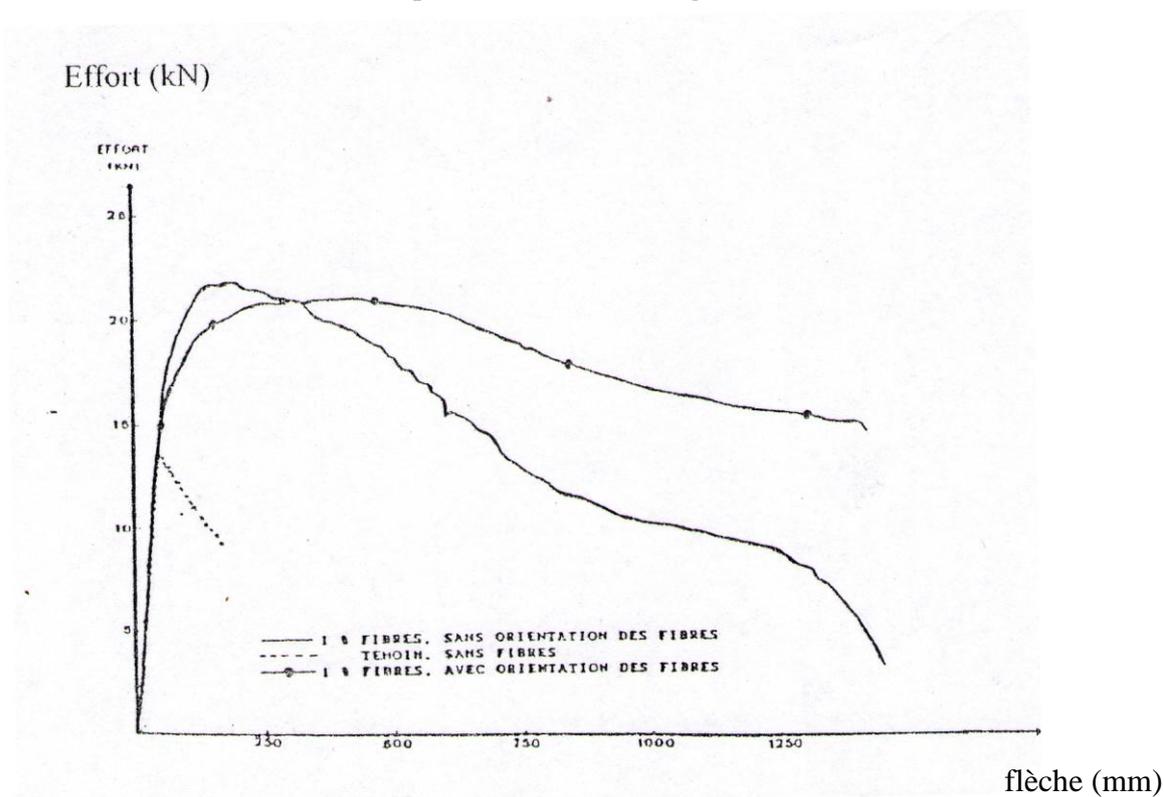


Figure I.10 Effet de l'orientation des fibres sur la résistance du composite (béton de fibres) en flexion [14].

I.1.10.3 Distribution des fibres

Lors des applications industrielles, il convient de contrôler la distribution réelle des fibres dans le composite. On examine le nombre de fibres dans une section et on le compare au pourcentage théorique des fibres pour s'assurer de l'homogénéité de la distribution des fibres. Il est alors indispensable de connaître le nombre de fibres correspondant au pourcentage théorique des fibres que l'on donne au mélange.

Selon une analyse théorique, SOROUSHIAN [38] propose une formule pour le calcul du nombre de fibres dans une section par unité de surface.

$$N = \alpha \cdot \omega / A_f \dots\dots\dots(1)$$

- α : Facteur d'orientation des fibres.
- ω : Pourcentage en volume des fibres.
- A_f : Surface de la section d'une fibre.

I.1.10.4 Influence de l'adhérence fibre-matrice de béton

L'adhérence fibre-matrice de béton est un facteur très important vis-à-vis de l'efficacité des fibres dans le béton. D'après BARTOS [4], elle est assurée par trois types de liaisons :

- une liaison élastique, collage entre fibres et matrice par les liants,
- une liaison due au frottement,
- une liaison due à l'ancrage mécanique dans le cas des fibres non rectilignes (crochets, ondulations ...).

Pour quantifier cette adhérence, l'essai d'arrachement des fibres est fréquemment utilisé. Cette résistance notée τ_u correspond à la contrainte maximale de cisaillement qui se développe à la surface de la fibre lors de l'arrachement de celle-ci (figure I.11) [23].

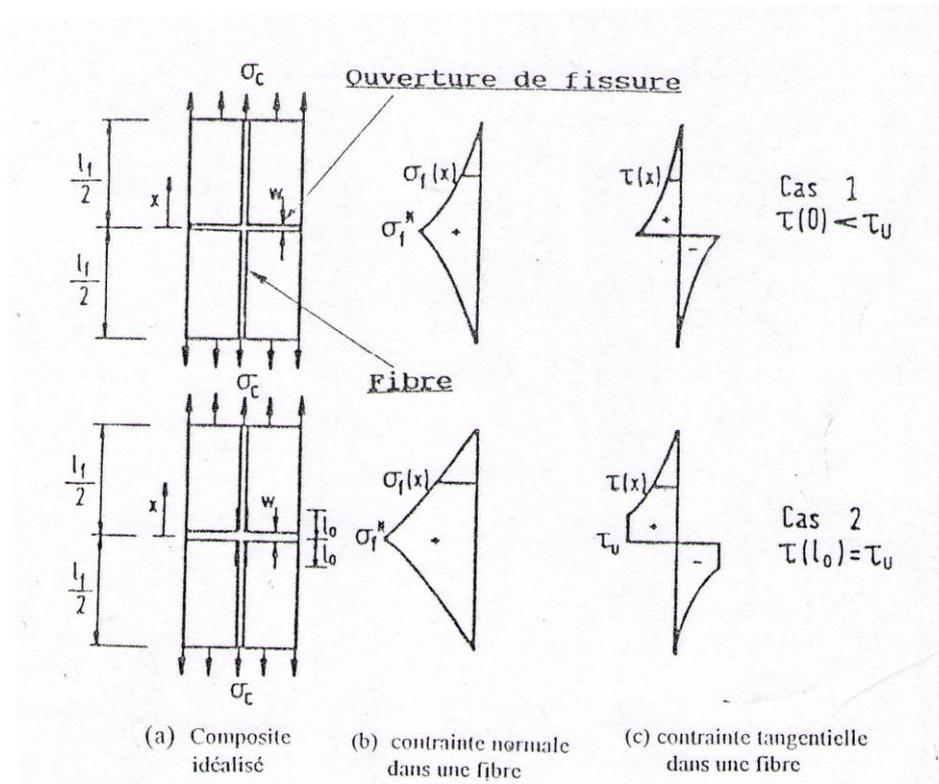


Figure I.11 Distribution de la contrainte de cisaillement à la surface d'une fibre Droite [23].

Le même auteur remarque que la contrainte d'adhérence τ_u pour une fibre droite varie entre 2 et 3 MPa, par contre celle dans le cas d'une fibre à crochets aux extrémités elle peut atteindre 6 à 7 MPa.

I.1.10.5 Mécanisme de rupture d'une fibre dans la matrice

La résistance à la fissuration et la résistance ultime du composite dépendent du transfert des efforts matrice-fibre. Lorsque la fibre est soumise à un effort d'arrachement, le transfert des charges à l'interface s'effectue par les contraintes d'adhérence. La distribution de ces contraintes le long des parties ancrées des fibres associées aux modèles de comportements utilisés peut être éventuellement confirmée par des essais simples comme celui de « pull-out ». Ces essais peuvent nous ramener à déterminer des relations entre divers paramètres géométriques et mécaniques utilisables et permettre de définir et déterminer les coefficients d'efficacité des fibres (voir figures I.12 et I.13).

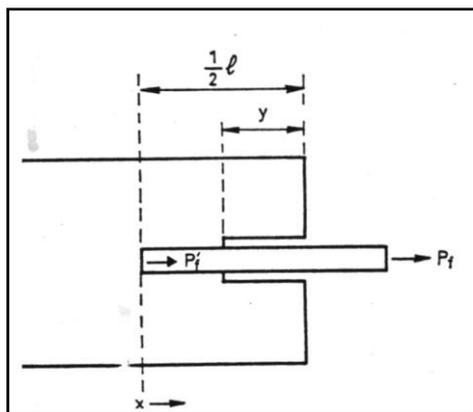


Figure I.12 Géométrie d'une fibre décollée de matrice sur une longueur y .

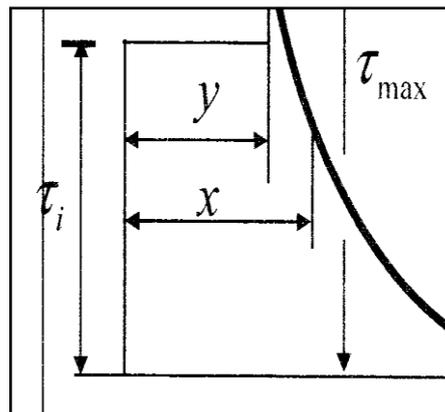


Figure I.13 Distribution des contraintes d'adhérence après décollement.

Le modèle mathématique associé au mécanisme du décollement des fibres suppose un comportement élastique de la matrice et des fibres, lorsque le composite est soumis à un effort de traction. Les contraintes latérales de la matrice et des fibres sont négligées, c'est-à-dire que le transfert des contraintes de la matrice vers les fibres se traduit uniquement par des contraintes de cisaillement à l'interface fibre-matrice.

Les figures I.12 et I.13 schématisent le principe de ce concept. Le mécanisme du décollement et de la rupture de la fibre est alors le suivant :

1- Rupture de la fibre ($l \geq l_c$) . La longueur critique l_c définit une longueur pour laquelle la fibre atteint sa contrainte de rupture avant d'atteindre la contrainte de cisaillement ultime τ_u à l'interface fibre-matrice. Dans ces conditions, il n'y aura pas décollement, mais rupture de la fibre.

2- Décollement partiel ($l < l_c$) : Ici, il y a décollement si la force exercée sur la fibre est telle que $\tau_{\max}(x = l/2)$ égale à la contrainte τ_u contrainte de cisaillement ultime à l'interface. Le décollement se poursuit tant que τ_{\max} (dont la valeur décroît au fur et à mesure que l'ancrage diminue) n'est pas inférieur à τ_u .

3- Décollement catastrophique : il existe une longueur d'ancrage particulière, $l_{\min}/2$ pour laquelle le décollement se poursuit sans accroissement de P_f . Cette longueur, dépend du rapport τ_u / τ_i , est donnée par des relations rapportées dans les travaux de LAWRENCE . D'autres théories basées sur des modèles mathématiques purs ou bien sur des simulations ont été rapportées. Mais en général, ces modèles et ces théories ont permis de bien comprendre le comportement de la fibre ancrée dans une matrice durcie.

I.1.10.6 Traitement thermique du béton frais et chauffage du béton durci par effet Joule

Des études effectuées sur des dalles de dimensions variables montrent que dans le cas de traitement thermique les résultats obtenus sont analogues à ceux acquis avec les méthodes traditionnelles (Etuvage) du point de vue cycle thermique et résistances, avec comme plus, une diffusion calorifique meilleure et uniforme.

De même, il est possible de chauffer un béton de fibres durci avec des tensions électriques d'autant plus faibles que le pourcentage en fibres est plus élevé. La résistivité électrique d'un béton durci pouvant être huit fois plus inférieure à celle du même béton sans fibres.

La conclusion qui se dessine est que la présence de fibres au sein d'un béton permet de lui associer, outre les avantages qu'elle lui fait éprouver (résistance à la flexion, résistance aux chocs....etc) une éventualité d'un ultérieur chauffage, ce qui donne de l'intérêt à cette qualité pour diverses utilisations telles que le diverglaçage des chaussées, des pistes d'aérodromes et manifestement pour le chauffage des bâtiments.....etc (figure I.14) [47].

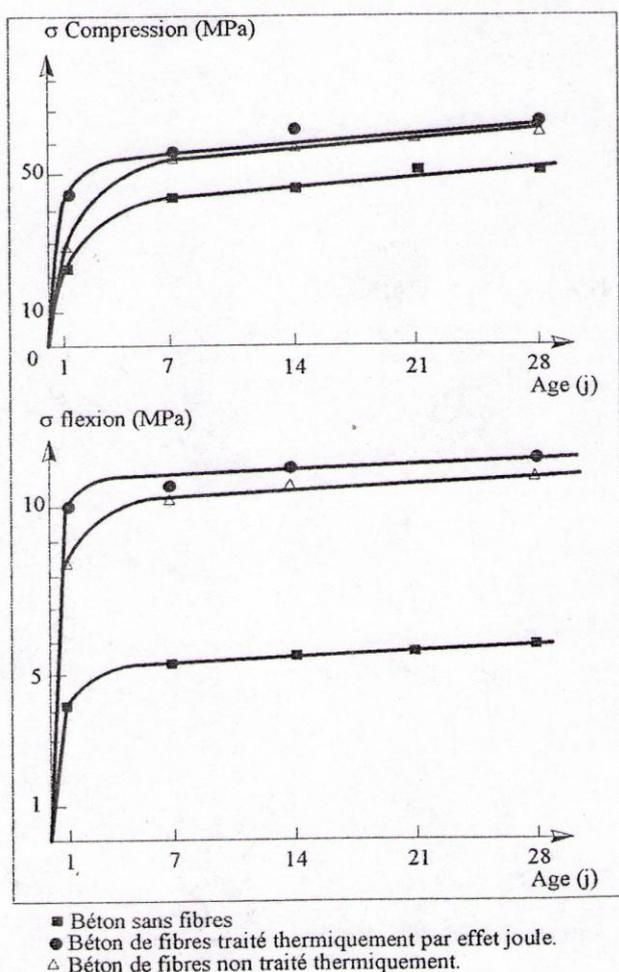


Figure I.14 Variation des résistances mécaniques des bétons avec ou sans fibres à crochets en fonction de l'âge et du mode de leurs maturation [47].

I.1.11 Conclusion

La géométrie des fibres, leur adhérence avec la matrice de béton, leur pourcentage et leur orientation jouent un rôle important dans l'efficacité des fibres dans le béton. En effet, une bonne orientation des fibres optimise leur participation à la reprise des efforts. La géométrie variable permet un bon ancrage des fibres et augmente ainsi l'effort nécessaire à leur arrachement. Néanmoins la croissance du pourcentage en fibres entraîne une diminution de l'ouvrabilité.

I.2 PROPRIETES PHYSIQUES ET MECANIQUES DES BETONS ARMES DE FIBRES

Afin d'éliminer toutes exagérations de dimensionnement des ouvrages en BFM ou de tout élément en faisant partie, ainsi que pour des raisons d'un fort lien entre le dimensionnement et l'application réservée pour chaque BFM, il nous est décisif d'avoir une connaissance pointue quant au comportement mécanique et thermique de ces matériaux [46].

I.2.1 Géométrie de la fibre

Plusieurs types de fibres ont fait l'objet de beaucoup de recherches, mais il est prouvé que les seuls types de fibres susceptible d'augmenter la résistance à la traction du béton, par la transmission d'une palpable «énergie de plastification et de rupture, sont celles dotées d'un système d'ancrage. Les deux prérogatives qui en découlent sont :

- 1- En se plastifiant, l'ondulation diffuse, dans le béton, une énergie capable de multiplier par 2,5 celle de rupture en traction de la fibre [48].
- 2- Contrairement aux autres types de fibres, celles ondulées sont capables de s'agripper au béton. En effet, l'existence d'ondulations le long de ces fibres crée des réactions de butée et s'oppose par le fait au déchaussement de ces fibres ; ainsi la tension d'arrachement dite PULL OUT STRENGTH se retrouve comprise, en fonction de la constitution du béton considéré, entre 60 à 90 MPa [48].

Le panorama des essais de flexion entrepris sur des plaques de BFM (béton renforcé avec 20 kg/m³ de fibres EUROSTEEL) nous donne un agréable aperçu sur la meilleure répartition des fissures, ce qui montre qu'après la formation d'une fissure, à travers une ductilité plus significative, d'autres naissent dans sa proximité (figures I.15 et I.16) [48].

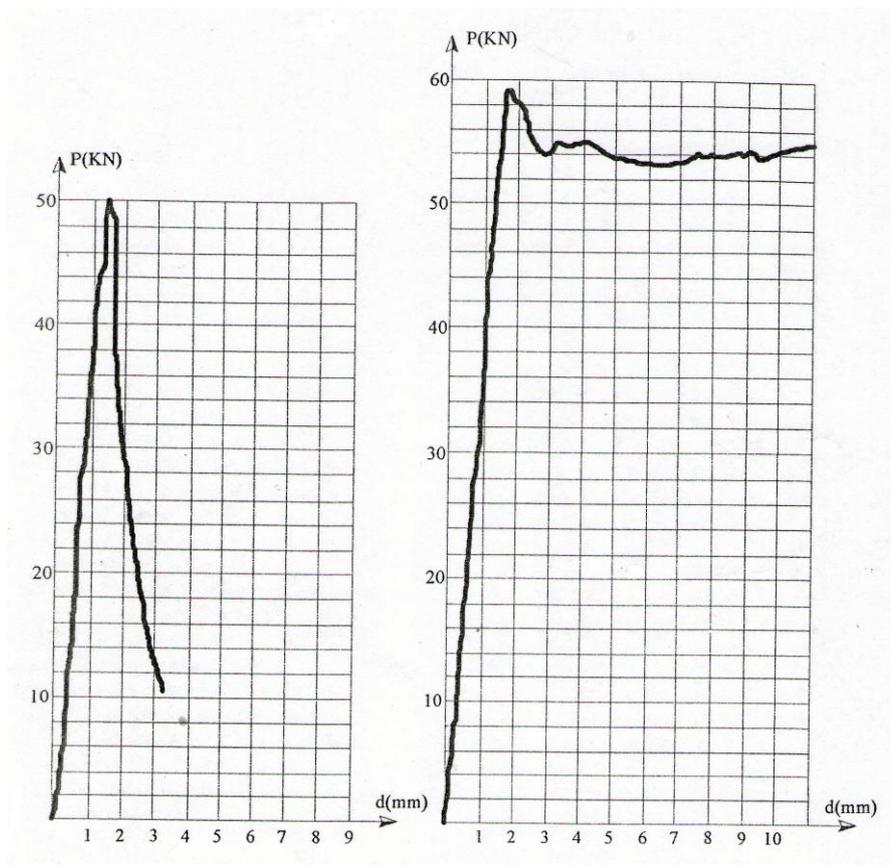


Figure I.15 Diagramme d'essai d'une dalle Conventionnelle sans renforcement par fibres d'acier [48].

Figure I.16 Diagramme d'essai d'une dalle de béton, sous charge ponctuelle renforcée de 20 kg/m^3 de fibres d'acier EUROSTEEL [48].

CHANVILLARD [49], suite à des testes d'arrachement faits sur des fibres ondulées a rassemblé les constatations suivantes :

- L'accroissement de l'effort de traction suscite un éclat du béton au niveau de la fissure par suite d'un effet de bord.
- Dès lors, la fibre se trouve dégagée sur une longueur libre, toutefois le décollement se poursuit jusqu'à son arrachement total.
- La fibre, en se déformant, provoque une modification de la courbure de l'ondulation, en contre partie, une plastification de l'acier constitutif est possible, ce qui ne nous empêche pas de penser qu'une augmentation de la résistance du béton à la traction est évidente, vu le gain d'énergie apporté par le phénomène. C'est ce qui justifie la rectitude de la fibre après que l'extraction ait eue lieu et que l'on peut qualifier d'ancrage mécanique (Figure I.17 et I.18).

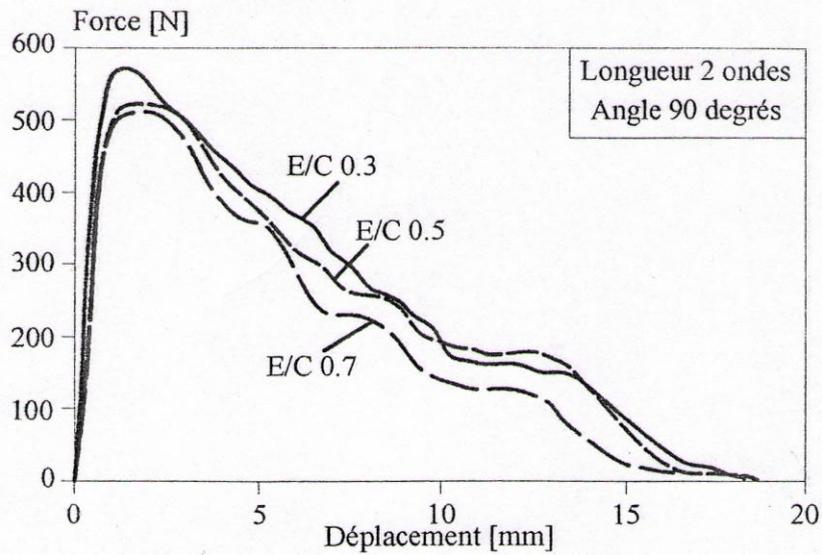


Figure I.17 Influence du rapport E/C lors d'un essai d'arrachement (orientation 90^0 , 2 ondulations) [49].

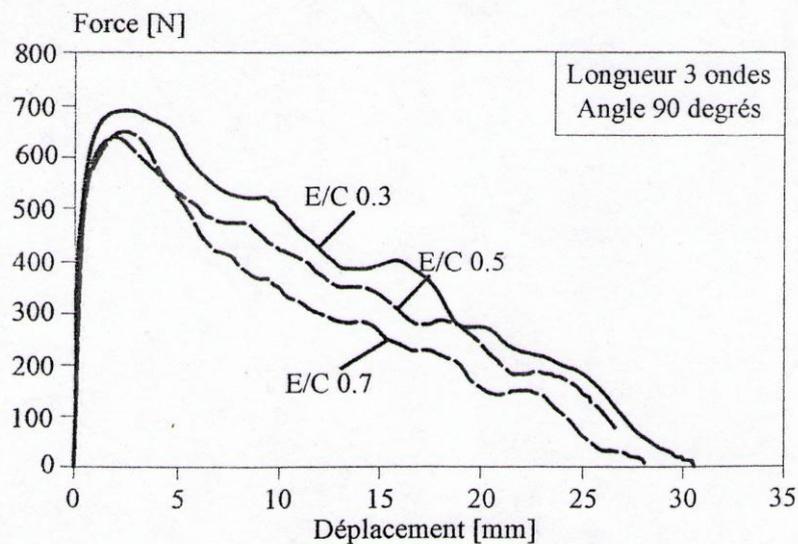


Figure I.18 Influence du rapport E/C lors d'un essai d'arrachement (orientation 90^0 , 3 ondulations) [49].

I.2.2 Notion de longueur critique

Pour expliquer l'avantage de l'utilisation des fibres concernant le mode de rupture d'un composite, il est capital d'analyser le transfert de charge de la fibre vers la matrice,

Assurément, après que la fissuration ne se soit produite au sein de la matrice, selon la qualité de l'ancrage de la fibre, nous observons une rupture ou un glissement de la fibre [49].

Le modèle rudimentaire le plus simple qui existe, consiste à équilibrer les efforts sur une fibre droite soumise à une charge de traction. En mettant à l'évidence l'hypothèse d'une distribution uniforme des contraintes d'adhérence $\bar{\tau}$, tout porte à croire qu'il est possible de définir une longueur critique L_c , de telle manière que :

$$L_c = \frac{D}{4} x \frac{\sigma_{fu}}{\bar{\tau}} \dots\dots\dots(2)$$

Avec : σ_{fu} : Contrainte de rupture de la fibre.

D : Diamètre de la fibre.

En conséquence, si la longueur ancrée de la fibre dépasse L_c , la fibre se rompt, sinon se décolle et glisse [50].

Cette approche précitée, quoique simpliste, est à l'origine de l'étude de l'association fibre-matrice. Le mécanisme de renforcement dans ce cas dépend des caractéristiques des matériaux, des phénomènes d'adhérence et des dimensions de la fibre [49].

I.2.3 Processus de rupture d'une fibre dans une matrice cimentaire

Les contraintes d'adhérence sont l'élément le plus précieux quant à un essai d'arrachement, durant lequel tout dépassement de la résistance de la fibre en traction sans atteindre la contrainte de cisaillement ultime du béton, entraînera la rupture de la fibre. Ce cas de figure est superflu, car l'énergie qui se fera gagnée pour le béton serait d'une valeur relativement limitée ce qui laisse la fragilité du béton telle quelle.

Les autres modes de rupture, tout au contraire du premier, augmentent la résistance du béton grâce à une dégradation des caractéristiques de l'interface provoquant ainsi une absorption progressive d'énergie [49].

Avant que la fibre ne se soit extirpée, les contraintes de cisaillement sont distribuées d'une manière plus ou moins anarchique le long de la fibre. Entre les deux lèvres de la fissure, et juste à l'endroit où la fibre perce le béton, se localise la contrainte maximale de cisaillement décollément de la fibre le long de l'interface. L'adhérence élastique τ_e sur tout le tronçon décollé, se fait remplacée par une contrainte d'adhérence de friction τ_f qui escorte le

phénomène de décollement tout en régularisant son instantanéité et sa stabilité (figures I.19 et I.20) [49]. Plusieurs modèles ont été proposés pour traiter ce phénomène par la substitution de l'intégralité de la contrainte d'adhérence élastique par celle de friction et qui nous fait éviter une rupture brutale.

Remarque :

Une contrainte d'adhérence par friction est le produit du frottement de la fibre au contact de la matrice ou que celle d'ancrage mécanique provient principalement de la forme de la fibre dont le rôle est d'assurer l'extraction de la fibre après déformation de celle-ci ; donc il est monumental de faire attention à ne pas confondre ces deux comportements [49].

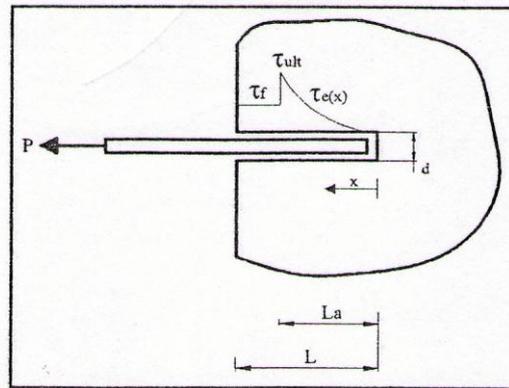


Figure I.19 Distribution des contraintes d'adhérence lors du décollement [49].

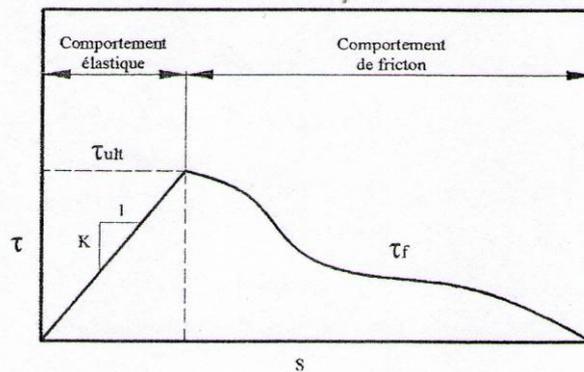
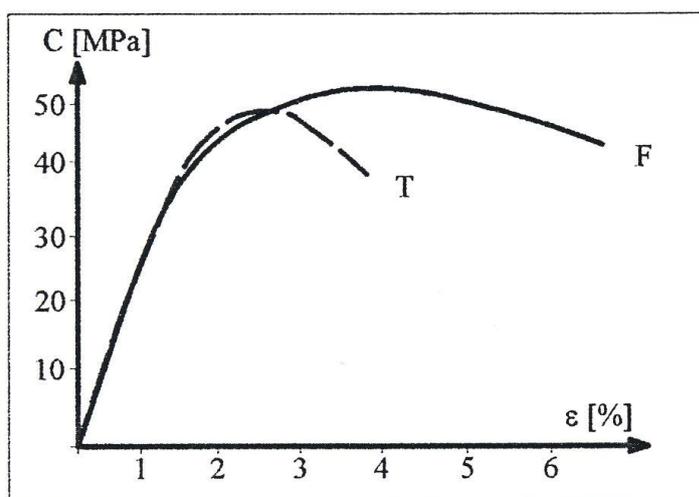


Figure I.20 Exemple de loi contrainte d'adhérence-glisement [49].

I.2.4 Résistance à la compression

Plusieurs études théoriques et expérimentales ont montré que la présence des fibres dans le béton influe peu sur sa résistance à la compression. En effet d'après SERNA ROSS [36], la résistance ultime et le module d'élasticité du béton de fibres diffèrent peu de ceux de la matrice de béton utilisée dans la composition du composite. Néanmoins la présence des fibres dans le béton augmente la déformation à la rupture et procure ainsi une plus grande ductilité au composite. (figure I.21).



Avec :

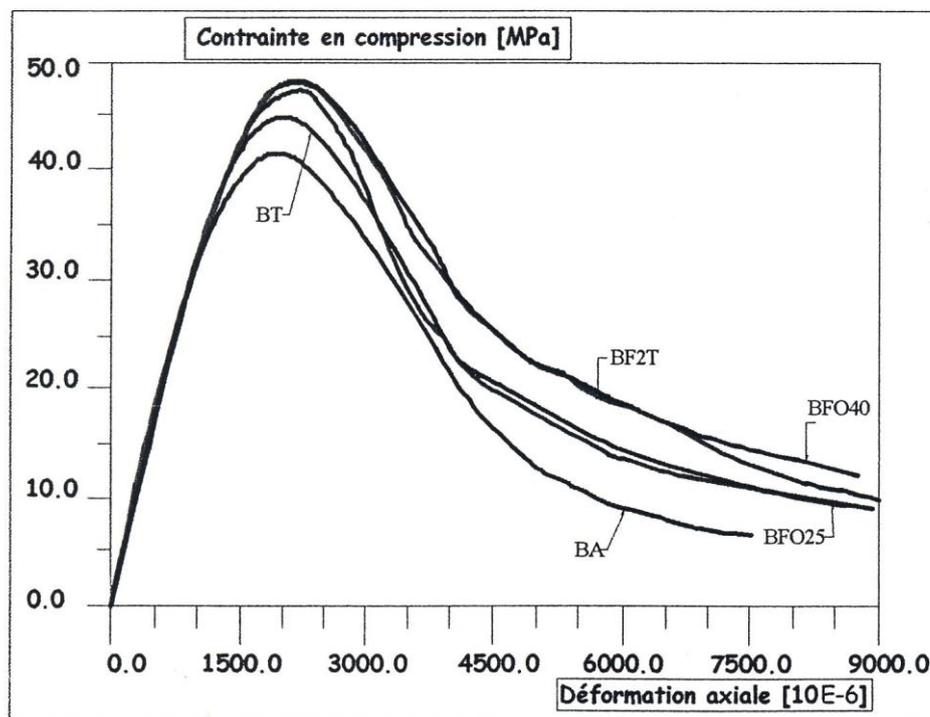
T : béton témoin

F : béton de fibres métalliques à crochets : différentes compositions de matrices testés

Figure I.21 Courbe contrainte- déformation en compression simple [36].

Dans cette optique, FENELLA.D.A et AL [46] ont montré de par l'expérience que plus est considérable le dosage en fibres plus la dispersion de la partie descendante de la courbe effort déformation est significative.

D'après ZHAN [46], l'ajout des fibres métalliques augmente la résistance à la compression du composite béton-fibres d'environ 20% (dans le cas des essais en compression non asservis), cette amélioration devient peu significative dans la série d'essais asservis avec un âge du béton de 277 jours (environ 7%) (figure I.22).



BT : béton témoin (sans fibres), BA : béton armé . BF2T : béton dosé à 25kg/m^3 de fibres à deux têtes. BF25 : béton dosé à 25kg/m^3 de fibres ondulées. BF40 : béton dosé à 40 kg/m^3 de fibres ondulées.

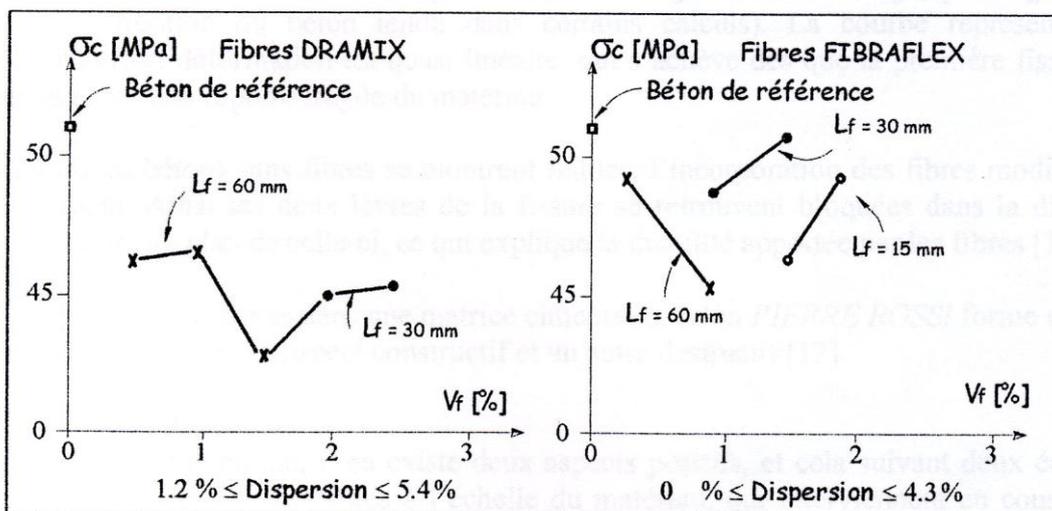
Figure I. 22 Diagramme contrainte- déformation des essais en compression Avec Asservissement [46].

Dans le but d'affûter les résultats, des essais de compression ont été réalisés au laboratoire central des ponts et chaussées, en prélevant par sciage, des éprouvettes de dimensions $20 \times 20 \times 50\text{ cm}^3$ d'un gros massif de béton. Des trois types de béton qui ont formé l'objet de cette étude comparative, à savoir un béton de fibres DRAMIX, un autre à base de consommé l'idée que l'ajout de fibres n'améliore en rien la résistance d'un béton à la compression comparé à celui de référence (figure I.23) [32]. Pis, on observe une diminution du module de Young ainsi que de la contrainte au pic. Toutefois, la ductilité, qui dépend du type et de la géométrie de la fibre aussi que du pourcentage en fibres, se retrouve accrue (figure I.24) [52]. PIERRE ROSSI [52]. Quant à lui a choisi, pour expliquer cette baisse en résistance, d'emprunter un sentier plus aisé, en se servant des formules de FERET. Selon lui la chute de la résistance et du module de Young des BFM contient une Quantité plus considérable de

sable et de pâte de ciment que celle d'un béton ordinaire, mais aussi à cause d'une porosité plus élevée.

En tout état de cause, le fait de ne pas considérer la quantité de gravier en moins dans un BFM, identifié par rapport à un béton sans fibres, pourrai d'une manière ou d'une autre fausser nos résultats [52]

Il est à rappeler que dans cette étude les chercheurs du LCPC ont accordé une grande importance à l'utilisation de la méthode Baron Lesage en ciblant la substitution, par les fibres, des armatures transversales.



Vf : représente la fraction volumique des fibres.

Lf : longueur de la fibre.

Figure I. 23 Résistance en compression des BFM en fonction du pourcentage en fibres [32].

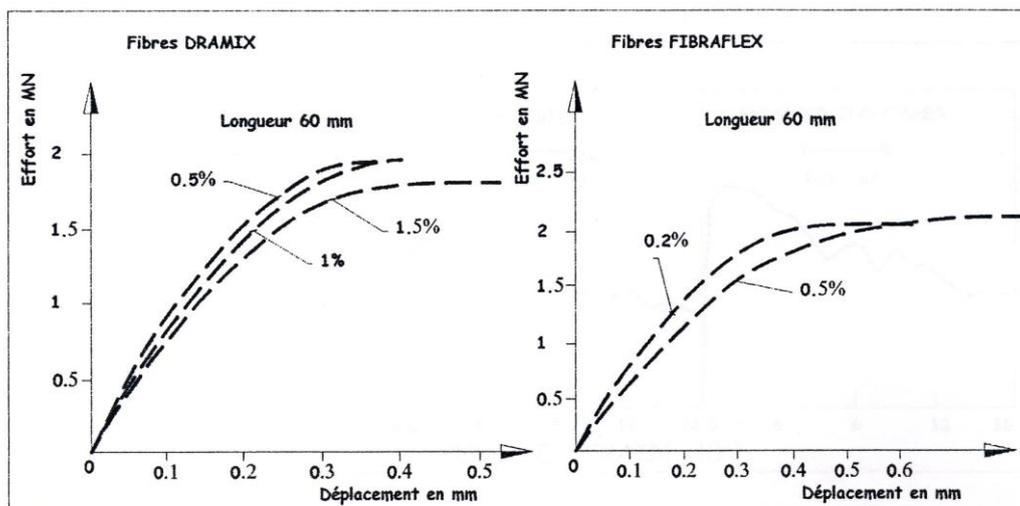


Figure I.24 Diagrammes effort - déplacement en compression en fonction du type et du pourcentage en fibres [52].

I.2.5 Résistance à la traction

Comme la matrice de béton a un caractère fragile et une faible résistance à la traction, le comportement mécanique en traction est conditionné par la fissuration du béton. La présence des fibres dans le béton joue un rôle important dans le comportement en traction du composite. En effet, les fibres interviennent à deux échelles:

- à l'échelle du matériau en "cousant" les microfissures, elles retardent la localisation de la fissuration. Cette action peut provoquer une augmentation de la résistance à la traction, cette augmentation dépend du pourcentage des fibres incorporées dans le béton et de leur orientation dans la masse de béton.
- à l'échelle de la structure, en "retenant" les deux blocs de béton fissuré grâce à leur ancrage des deux côtés de la fissure. Les fibres permettent d'atténuer la fragilité du béton et lui procurent ainsi une plus grande ductilité.

Plusieurs auteurs ont mis en évidence ce phénomène lors de leurs études expérimentales. Selon son étude expérimentale (essais asservis), [46] a montré que la présence des fibres permet une augmentation d'environ 16 % de la résistance à la traction du matériau, et permet aussi un apport de ductilité vis-à-vis du comportement post-rupture (figure I.25).

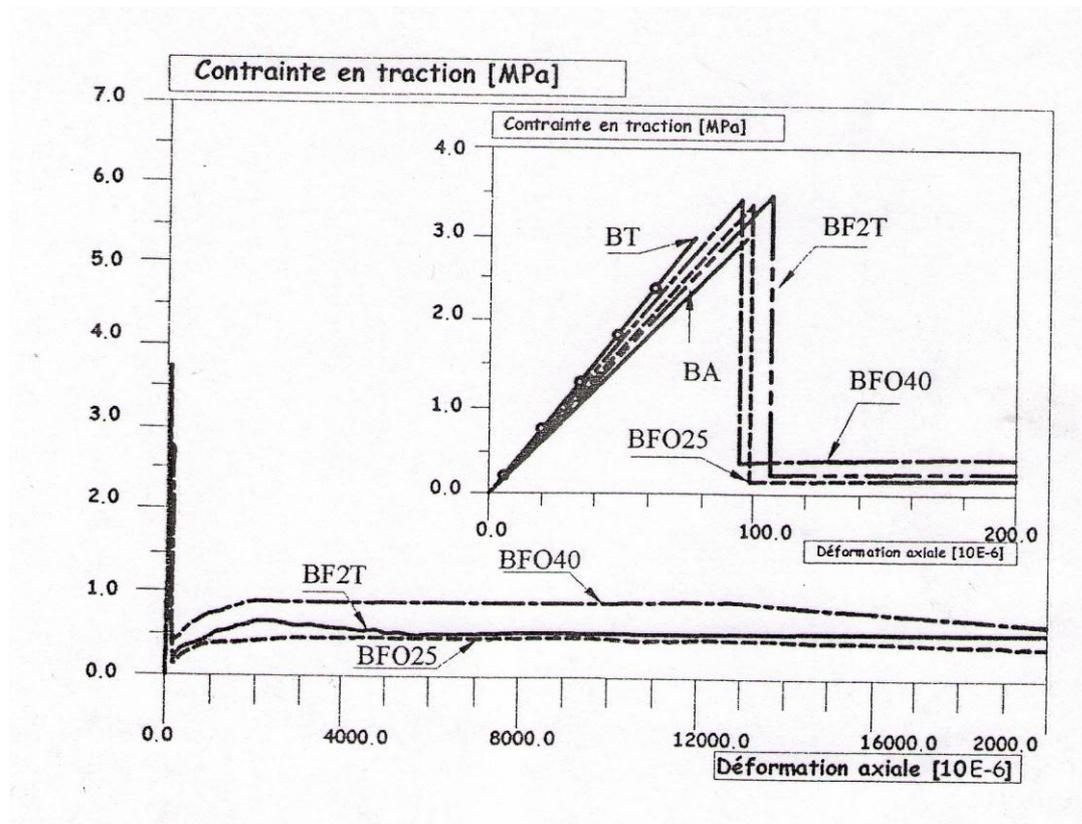


Figure I.25 Diagramme contrainte-déformation en traction [46].

SHAH [37] et ROSSI [33] ont mis en évidence l'apport de ductilité par la présence des fibres lors de leurs études expérimentales (essais asservis en déplacement longitudinal) (figures I.26 et I.27).

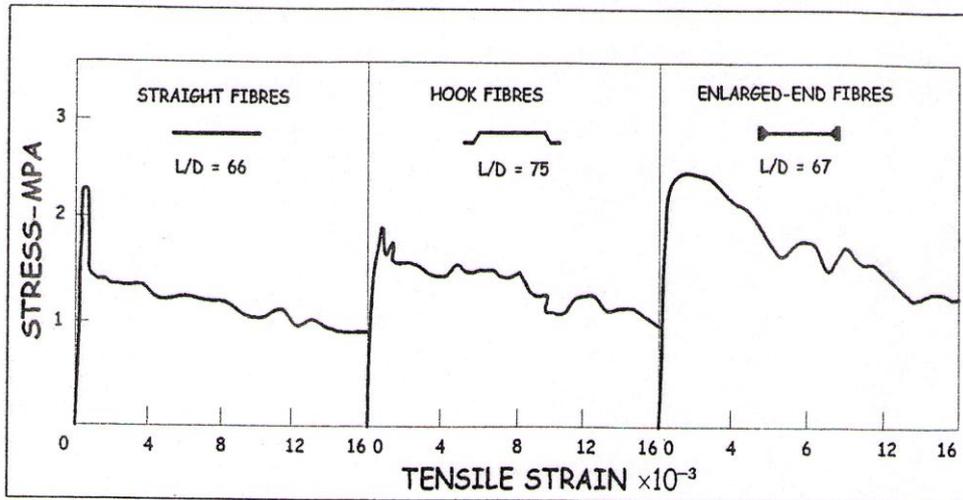


Figure I.26 Courbe contrainte-déformation en traction direct d'un mortier renforcé par différents types de fibres [37].

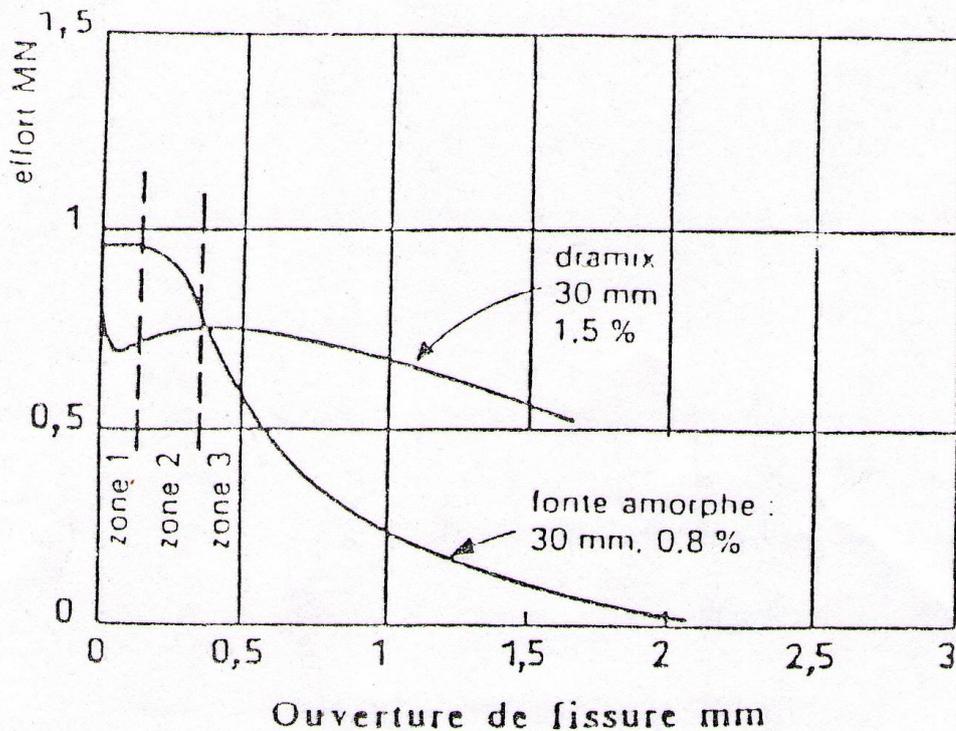


Figure I.27 Courbe effort-ouverture des fissures en traction directe du béton de fibres [33].

I.2.6 Résistance à la traction par flexion :

Le comportement du béton en flexion est conditionné par la fissuration de la zone tendue, or la présence des fibres peut jouer un rôle de stabilisateur après rupture de la matrice de béton.

Ainsi de nombreuses études ont montré une nette amélioration de la résistance à la traction par flexion. Les diagrammes contrainte - déformation obtenus illustrent parfaitement ce phénomène. Alors que le béton sans fibres se désagrège rapidement après fissuration, les bétons de fibres d'acier continuent à reprendre des efforts même après que la charge maximale soit atteinte. D'après SWAMY et al [40] la résistance à la traction par flexion des bétons de fibres peut être multipliée par 2 à 6 par rapport à celles des bétons sans fibres (figure I.28).

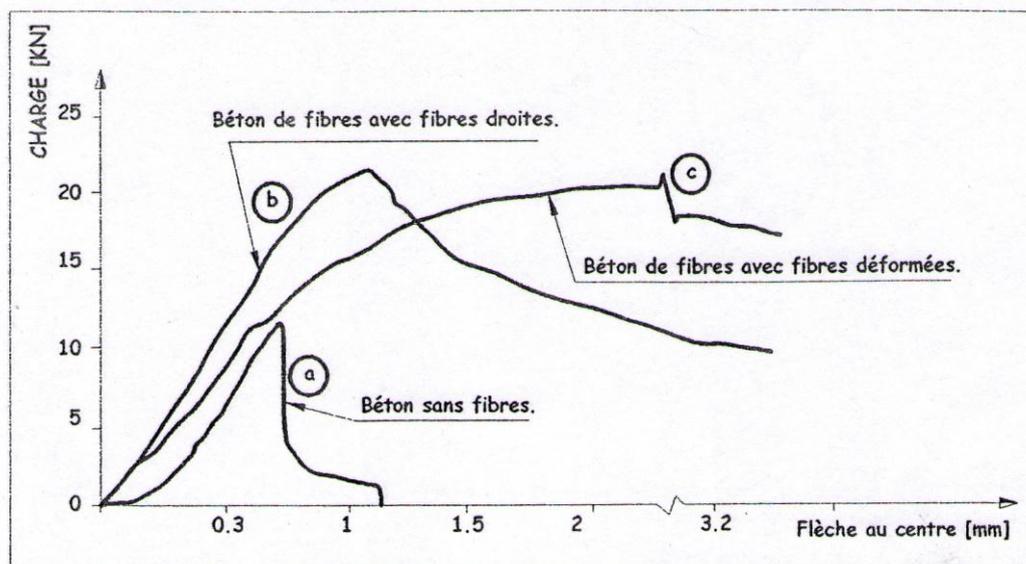


Figure I.28 Courbe charge-flèche en flexion simple d'un béton sans fibres et d'un béton renforcé par des fibres métalliques SWAMY et al [40].

ZHAN [46] a remarqué lors de son étude expérimentale que l'effort à l'apparition de la première fissure peut être augmenté de 40 à 50 % par l'ajout des fibres par rapport au béton sans fibres, le domaine post-fissuration présente pour toutes les fibres un palier plastique important (figure I.29). Le même auteur a adopté dans le cas du béton de fibres la formule

usuelle utilisée dans le cas du béton armé pour le calcul de la résistance à la traction directe du composite à partir de l'essai de flexion.

Avec :

$$f_t = 0.6 f_{ft} \dots\dots\dots (3)$$

f_t : Résistance à la traction,

f_{ft} : Résistance à la traction par flexion.

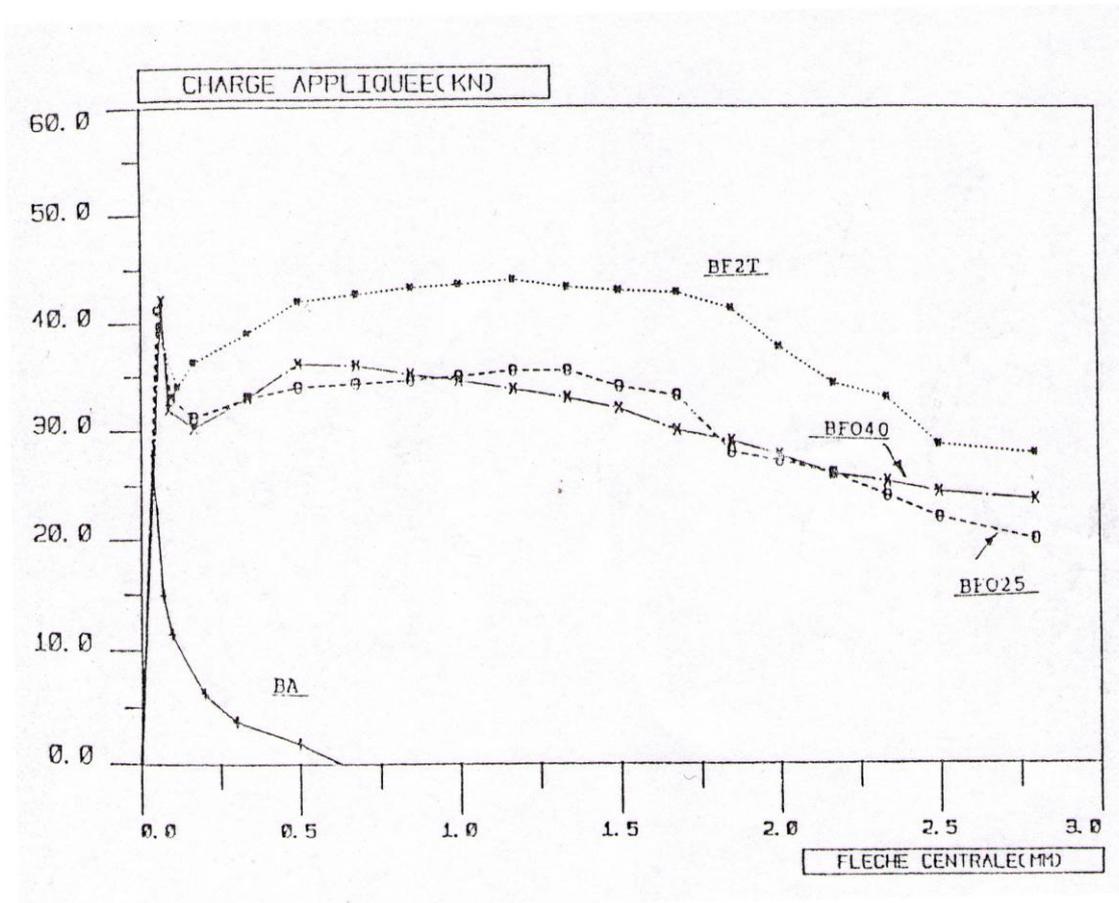


Figure I.29 Courbe charge-flèche des essais de flexion sur des éprouvettes prismatiques [46].

Contrairement à ces résultats encourageants, MAMILLAN et al [25] ont constaté que seules les fibres à crochets (DRAMIX) avec un pourcentage de (1%) peuvent augmenter de façon significative la résistance ultime à la traction par flexion (figure I.30).

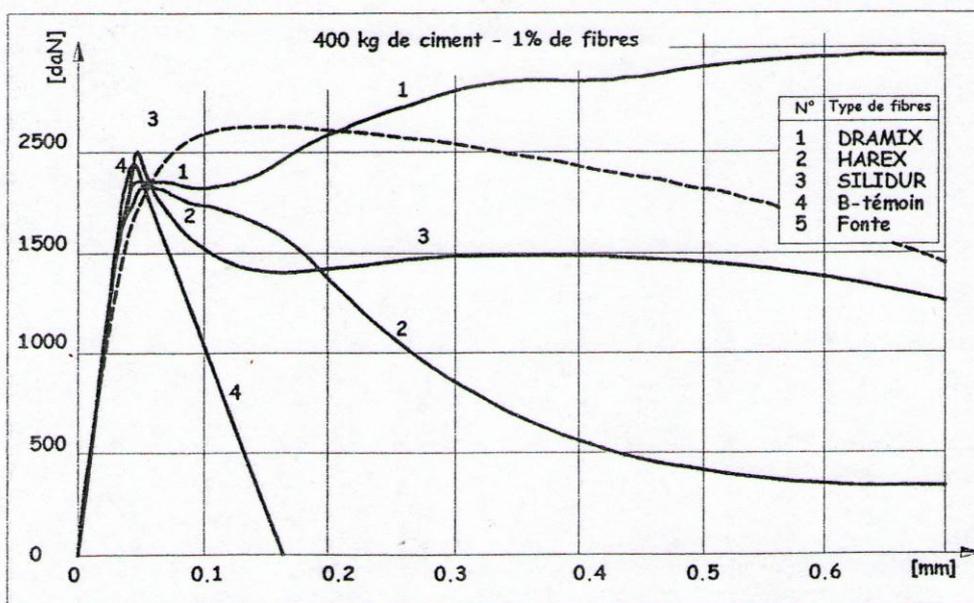


Figure I.30 Courbes charge-flèche en flexion simple pour les différents types de béton de fibres par rapport au béton témoin [25].

Les essais de flexion composée sur des pieux en vraie grandeur (0.5m de diamètre, 4 m de longueur), effectués par ZHAN [46], montrent également l'intérêt de l'incorporation des fibres dans le béton. En effet, les courbes moment-flèche (figure I.31) mettent en évidence :

- l'augmentation de la flèche à la rupture par rapport au béton armé (BA) voir (tableau I.1).
- Le moment de rupture est plus important pour les pieux en béton de fibres comparativement au béton témoin (BT).

	Type de fibres	Dosage en fibres Kg /m ³	Flèche/f (BA)	M / M (BT)
BfO25	Ondulées	25	1.54	1.105
BF2T	à crochets	25	1.87	1.122
BFO40	ondulées	40	1.09	1.087

Tableau I.1 Comparaison de la flèche des B.A.F. à celle du béton armé, et du moment de rupture des bétons armés de fibres à celui du béton témoin [46].

On constate que les fibres à crochets sont plus efficaces, elles augmentent le moment de 12.2% et la flèche de 87% à la rupture.

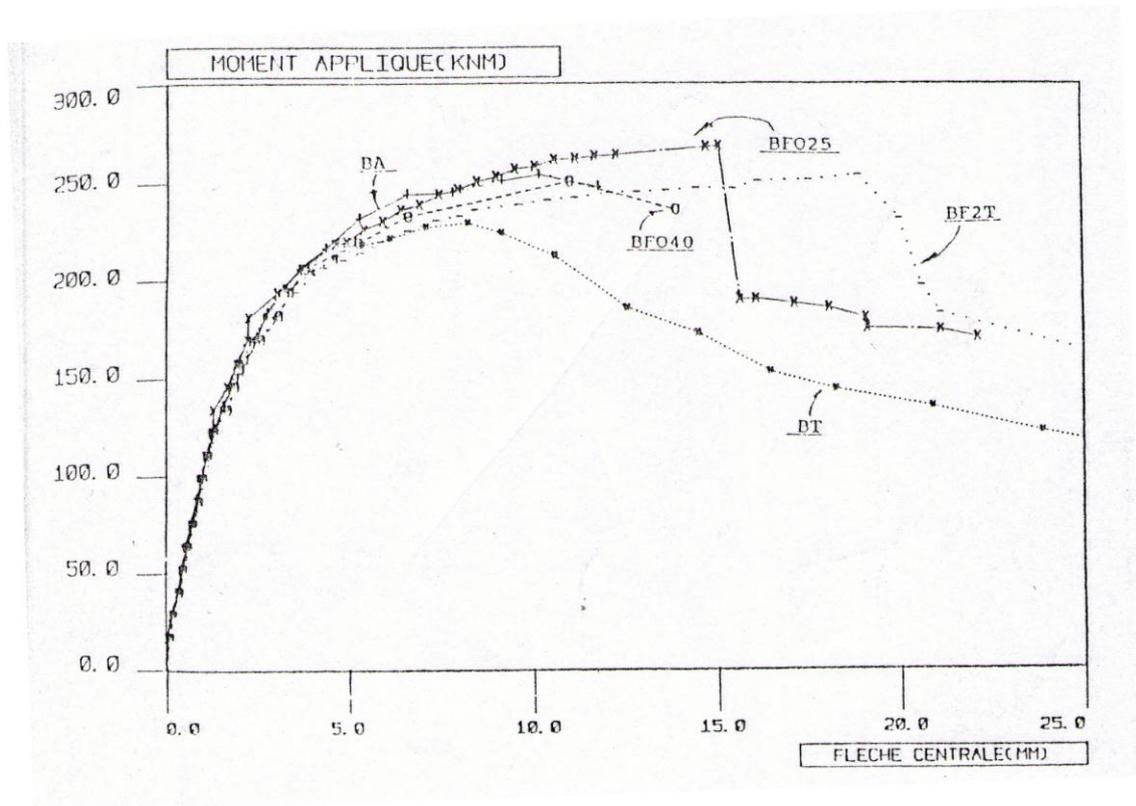


Figure I.31 Courbes moment-flèche pour différents pieux en flexion composée [46].

I.2.7 Résistance à la traction par fendage

L'essai de fendage (appelé essai brésilien) est une méthode pour déterminer la résistance à la traction. Il s'agit d'écraser une éprouvette cylindrique d'éclatement 2, placée horizontalement entre les deux plateaux d'une presse.

NANNI [27], par des essais de fendage, montre le comportement du composite en fonction du pourcentage en fibre (figure I.32), les fibres utilisées sont des fibres à crochets aux extrémités.

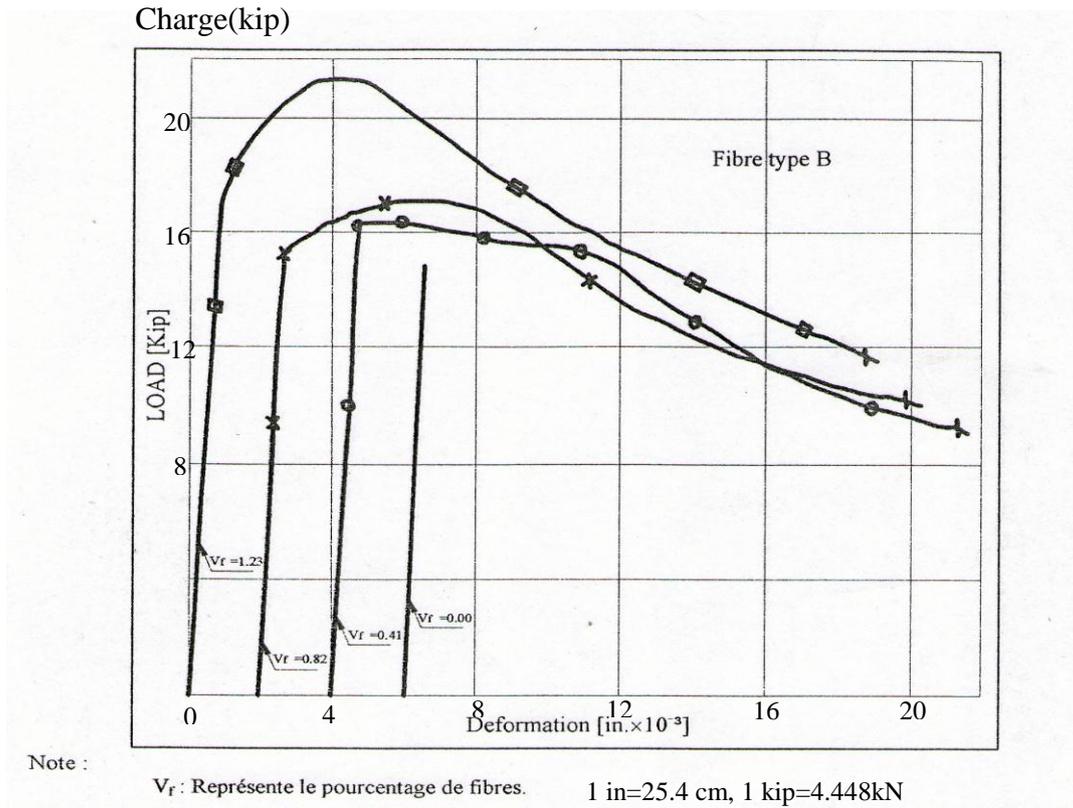


Figure I.32 Courbes charge-déplacement diamétral par fendage en fonction du pourcentage en fibres [27].

Le même auteur remarque qu'avec un pourcentage de fibres relativement élevé ($> 0.8\%$) l'effort continue d'augmenter après la première fissure du matériau.

ZHAN [46], par des essais de fendage non asservis, remarque une augmentation d'environ 34% de la résistance à la traction. L'augmentation de la quantité de ciment joue un rôle peu important concernant la résistance à la traction du béton (une augmentation de 8% au lieu de 30% en flexion). Avec des essais asservis, le même auteur montre que la présence des fibres permet au composite d'avoir une bonne ductilité et augmente la charge maximale dans le domaine post fissuration (figure I.33).

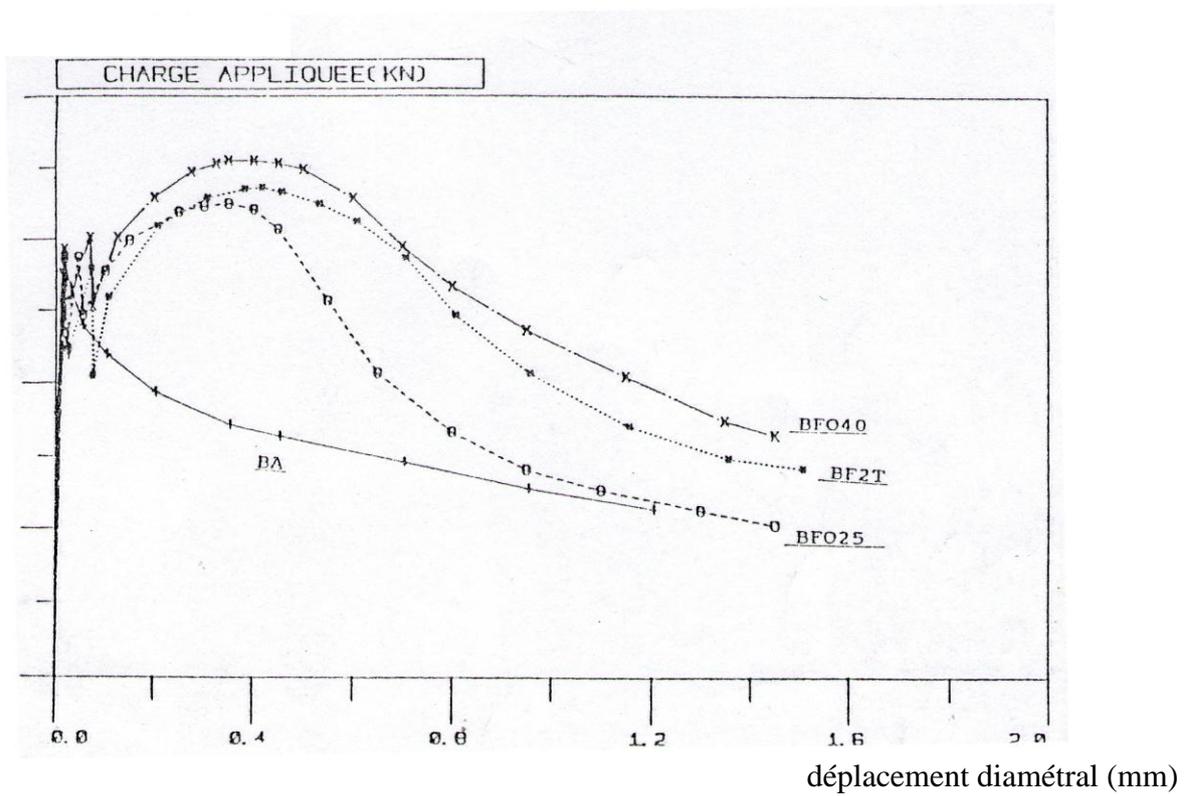


Figure I.33 Courbe charge-déplacement diamétral par fendage pour différents matériaux [46].

D’après le même auteur, pour les essais non asservis, la résistance à la traction est déterminée à partir de la formule suivante :

$$F_b = 2.P / \pi . \phi . L \quad (\text{KN/m}^2) \dots\dots\dots(4)$$

Avec:

P : Charge maximale (KN)

φ : Diamètre (160 mm)

L : Longueur (320 mm)

I.2.8 Résistance aux chocs

Le caractère ductile des bétons armés de fibres leur procure une amélioration de leur résistance aux chocs. En effet dans le cas des chocs, les matériaux subissent des contraintes de traction. Or, la présence des fibres améliore cette résistance, elle permet alors une augmentation de sa résistance aux chocs.

C.D.JOHNSTON [21] a effectué des essais où il a constaté l’augmentation de la résistance aux chocs avec l’augmentation de la teneur en fibres.

H. KRENCHER [22] a trouvé pour un béton, qui sans fibres avait une résistance aux chocs de $2.9 \text{ kN} / \text{m}^2$, devient après addition des fibres :

20 kN/m^2 avec $v_f = 0.2 \%$ et $l / d = 85$

30 kN/m^2 avec $v_f = 0.9 \%$ et $l / d = 170$

v_f : Teneur en fibres

l/d : Elancement des fibres

I.2.9 Résistance à la fatigue

Le peu de recherches réalisées à ce sujet, montre que la présence des fibres augmente la résistance à la fatigue et améliore le comportement du béton en sollicitations dynamiques. DEHOUSSE et al [11] ont soumis un mortier renforcé de fibres métalliques à une charge cyclique sinusoïdale variant entre 25 et 60% de la résistance maximale statique en flexion, avec une fréquence de 30 cycles par minute. Ils ont montré que le renforcement avec un dosage de 1,5% de fibres triple la résistance du matériau et augmente le nombre de cycle avant la rupture.

RAMAKRISHAN et OBERLING [30], ont étudié le même phénomène de fatigue en flexion des poutres à une fréquence de 20 HZ et une contrainte maximale de 70 à 80% de la résistance en flexion. Ils ont remarqué que les fibres augmentent les caractéristiques de fatigue de façon considérable. Après deux millions de cycles, certains bétons ont encore une endurance de l'ordre de 90%.

I.2.10 Résistance à l'abrasion

D'après T. CUYKENS et al [9], les fibres en acier n'ont pas beaucoup d'influence en cas d'érosion uniquement superficielle. Quand l'érosion va de paire avec des sollicitations dues aux chocs et à l'écaillage du béton, les fibres peuvent augmenter fortement la durée de vie du béton en freinant la propagation des microfissures.

I.2.11 Résistance au cisaillement

Lors d'un chargement en flexion d'une poutre, celle-ci peut se rompre par cisaillement avant que sa résistance en flexion soit atteinte, si le rapport a/d n'est pas suffisamment grand.

a : distance entre le point d'application de la charge et le point d'appuis,

d : hauteur efficace de la poutre elle correspond à la distance entre:

- la face supérieure de la poutre et les armatures tendues (B.A),
- la face supérieure et la face inférieure de la poutre en l'absence de renforcement.

D'après ROBERTS et al [31], ce rapport a/d a une relation étroite avec le moment de rupture et le rapport M_f / M_u

M_f : moment réel à la rupture

M_u : moment ultime basé sur un calcul théorique en flexion

Lorsque le rapport a/d varie entre 3 et 7, la poutre rompt en cisaillement au delà de 7, la rupture est en flexion, si cette valeur est inférieure à 3 il se produit un effet de voûte entre appuis (figure I.34)

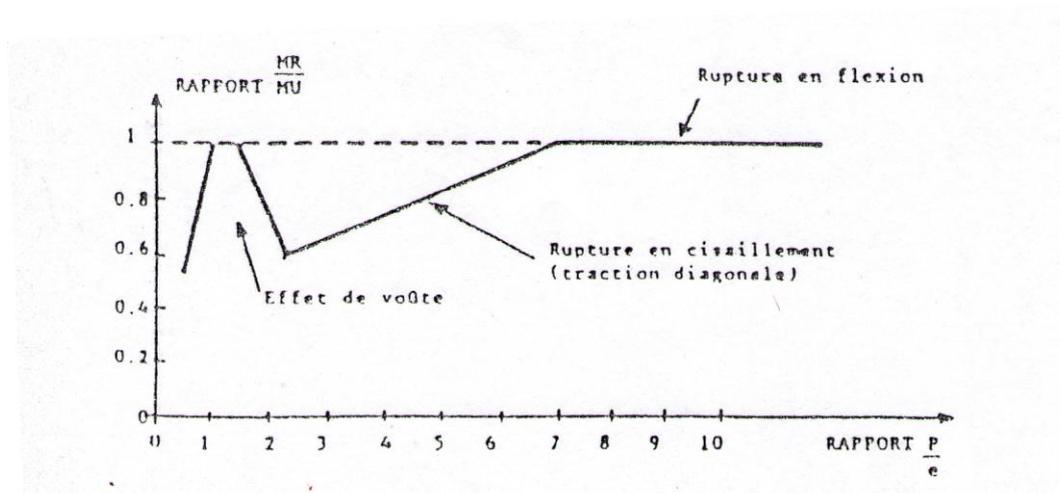


Figure I.34 Rapport entre moment à la rupture en flexion théorique et moment ultime réel [31].

I.2.12 Résistance aux chocs thermiques

D'après T. CUYKENS [9], l'adjonction des fibres d'acier étirées à des bétons réfractaires soumis à des températures élevées et surtout à des chocs thermiques peut prolonger sensiblement la durée de vie de ces bétons. On utilise actuellement pour ces applications des fibres en acier inoxydable, à des pourcentages allant de 0.5 à 1.5 %, ces fibres ne perdent leurs propriétés qu'à des températures très élevées.

I.2.13 Comportement vis-à-vis du retrait

La présence des fibres permet de freiner les mouvements du squelette dus à l'évaporation d'eau ou à l'évolution de la microporosité. Le retrait du béton de fibres est alors moins important que celui du même béton sans fibres.

Les essais de retrait réalisés par EL HACHEM [14] sur un béton renforcé par les fibres de fonte montrent que le retrait au jeune âge est réduit de 10% pour un dosage de 0,5 % en fibres, et plus de 20% pour un dosage de 1% de fibres (figure I.35). Enfin, le retrait se

stabilise vers 8 heures. Le décalage de temps entre le retrait du béton de fibres et son témoin est dû, selon l'auteur, à la quantité d'eau dans le béton témoin (le béton témoin a la même composition que le béton de fibres sans les fibres).

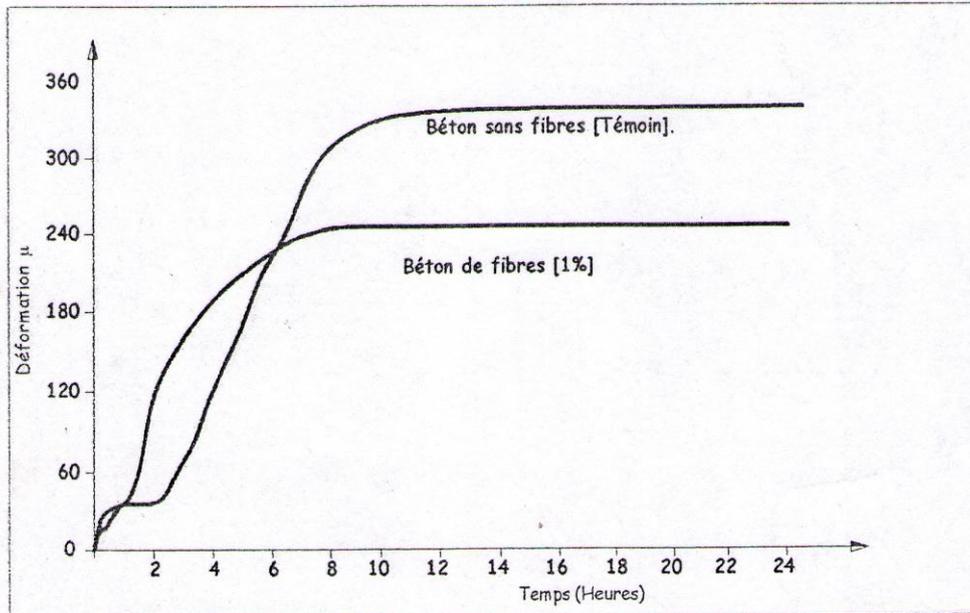


Figure I.35 Influence de la présence des fibres sur le retrait au jeune âge [14].

En ce qui concerne le retrait gêné, le même auteur remarque que la présence des fibres permet d'augmenter de 28% la contrainte de rupture due au retrait par rapport au béton témoin (sans fibres) (figure I.36).

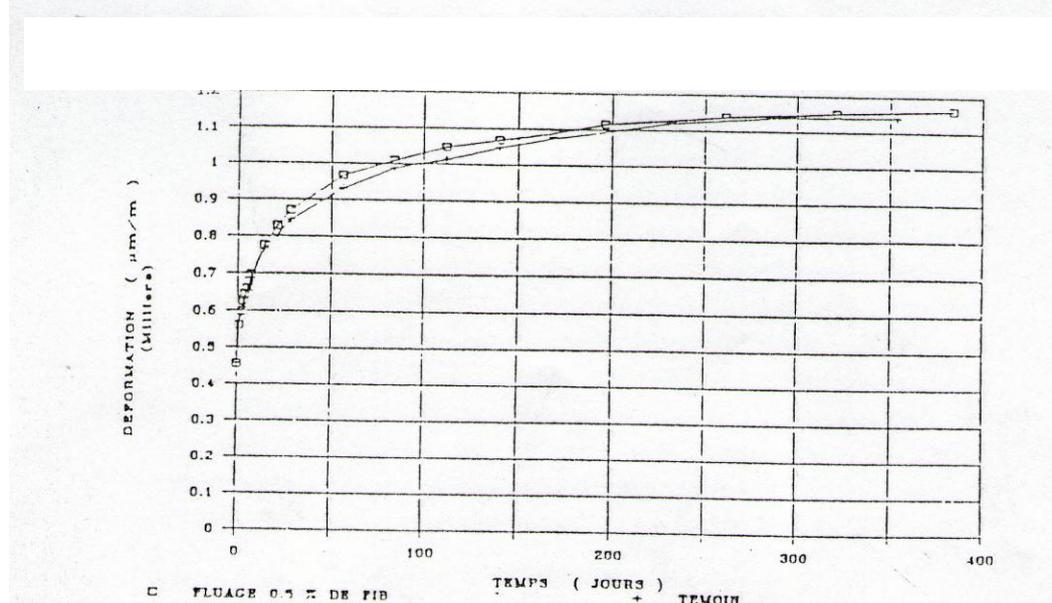


Figure I.36 Influence de la présence des fibres sur le fluage du béton (contrainte de compression = 1/3 résistance ultime) [14].

Enfin nous pouvons citer les études expérimentales effectuées par SWAMY et BAHIA [39], qui montrent la diminution du retrait dans le cas de la présence des fibres de 21% pour 1% de fibres. De son côté VALADE [41] conclut que la diminution du retrait dû à la présence des fibres est de l'ordre de 10% quand le pourcentage de fibres est supérieur à 1%.

I.2.14 Comportement vis à vis du fluage

D'après EL HACHEM [14] la présence des fibres de fonte dans le béton a peu d'influence sur le fluage du béton (figure I.37).

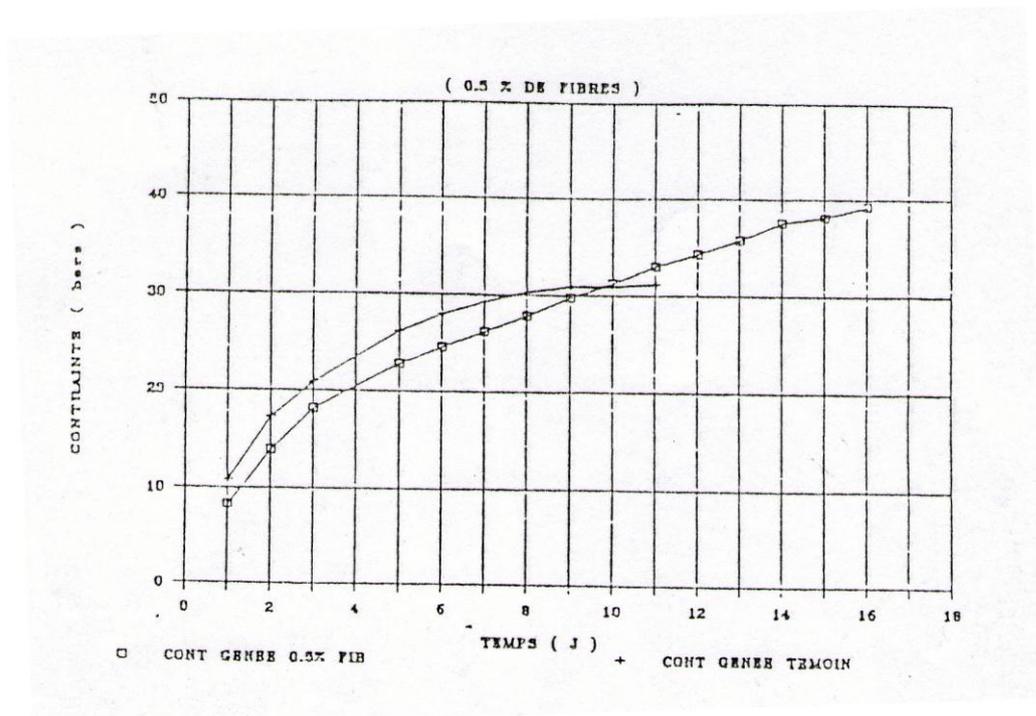


Figure I.37 Contrainte gênée due au retrait en fonction du temps pour le béton fibré et béton témoin [14].

L'expérience de EDINGTON et al [12] confirme ces résultats. Par contre, BALAGURU et al [3] observe que la présence des fibres augmente le fluage du béton (figure I.38).

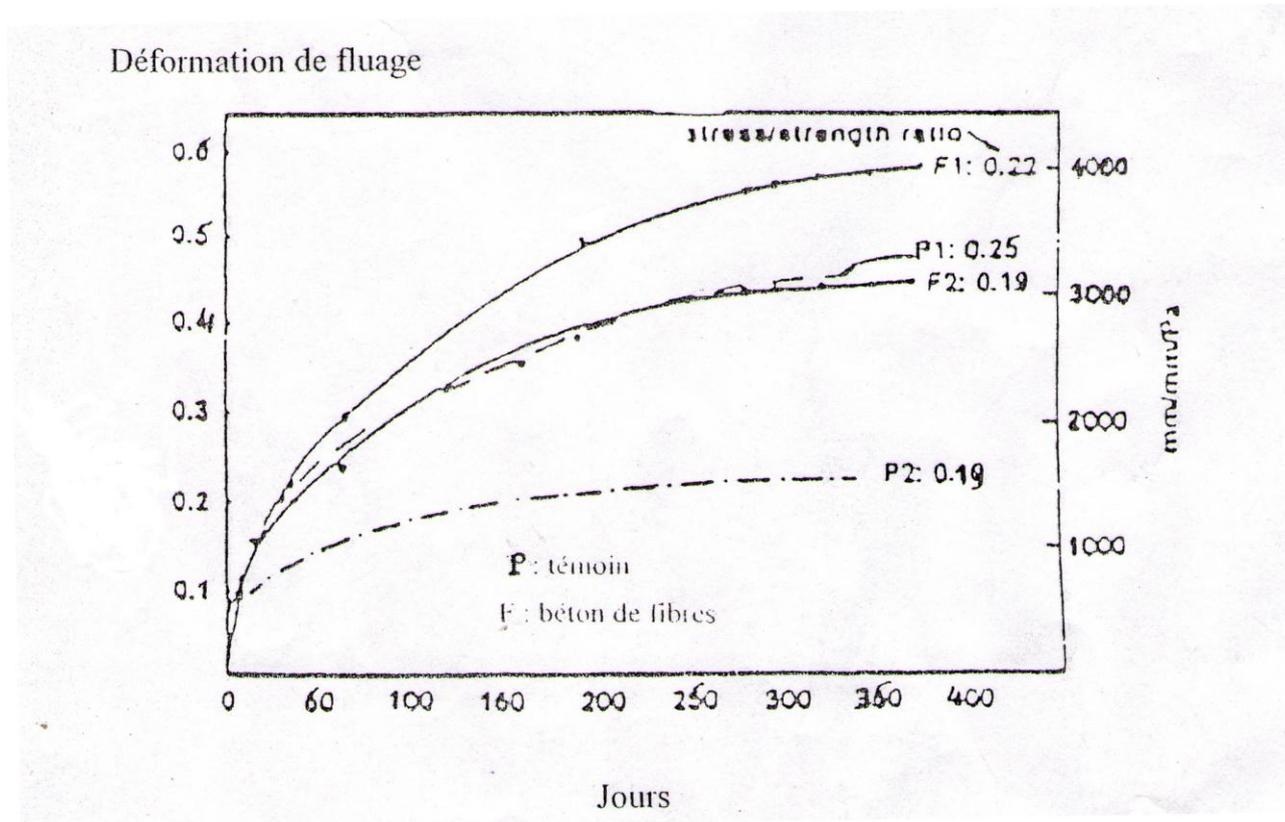


Figure I.38 Effet de la présence des fibres sur le fluage du béton [3].

I.2.15 Perméabilité et résistance à la corrosion du béton de fibres

La perméabilité est la propriété hydrodynamique d'un matériau poreux, elle est liée directement à la protection des fibres noyées dans le béton et influence la tenue à long terme des bétons de fibres.

Concernant les fibres en acier dans le béton, des examens faits sur le béton de fibres d'acier, dans divers milieux favorisant la corrosion, ont montré que ce dernier présente un bon comportement contre les risques de corrosion, les fibres superficielles rouillent rapidement, mais la discontinuité du renforcement empêche la propagation de la corrosion. Si des éventuelles taches de rouille sont gênantes, on peut imprégner la surface du béton avec des matières plastiques, ou la recouvrir d'une couche appropriée (béton projeté par exemple).

L'expérience de NEMEGEER [29], basée sur l'observation de l'évolution de la résistance du béton de fibres et du même béton sans fibres dans une solution agressive est un bon exemple représentatif de ces résultats (figure I.39).

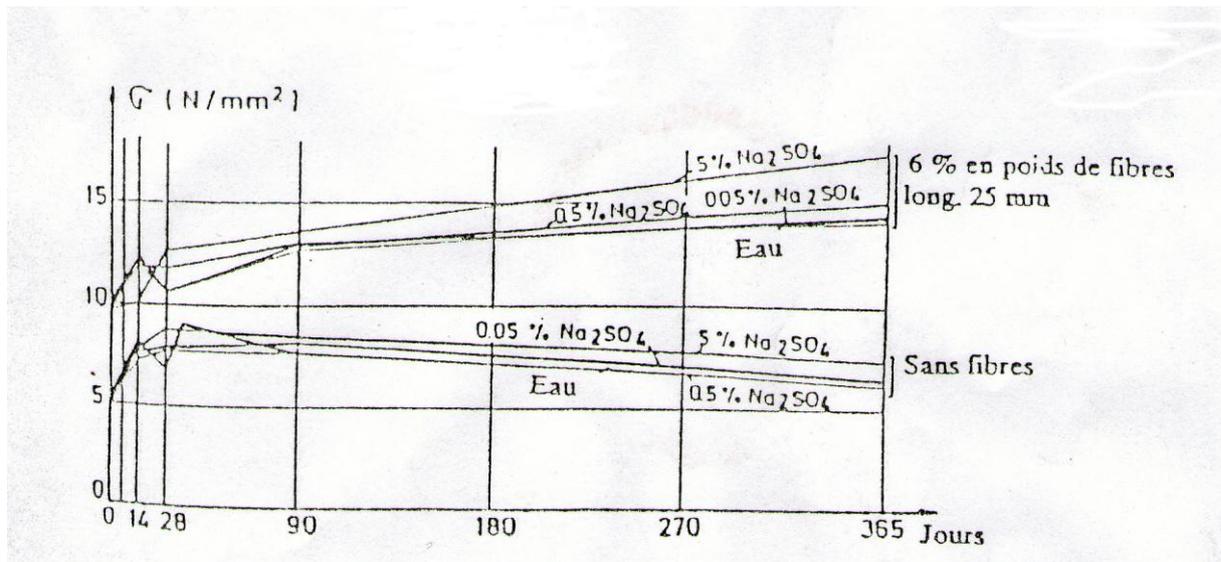


Figure I.39 Evolution de la résistance en flexion du béton de fibres et du béton témoin en fonction du temps (échantillons conservés dans l'eau ou dans différentes solutions de Na_2SO_4 [29]).

I.3 COMPORTEMENT EN FLEXION ET A L'EFFORT TRANCHANT « CISAILLEMENT » DES BETONS ARMES ET DES BETONS ARMES DE FIBRES

I.3.1 Introduction

La recherche sur le comportement du béton vis-à-vis de l'effort tranchant « cisaillement » est une question d'actualité. Des efforts remarquables ont été consacrés pour la compréhension physique de ce processus de dégradation affectant les ouvrages ainsi que la capacité à décrire ce phénomène avec des modèles numériques. Plusieurs chercheurs, dans le monde du Génie-civil, ne cessent de s'impliquer dans cette vision, afin de proposer des solutions appropriées, dans le but d'assurer un bon fonctionnement de nos structures. Au fait, le contrôle de la fissuration, engendrée par cisaillement, d'un élément en béton armé entre dans le cadre de la vérification de son fonctionnement normal de l'ouvrage. Les divers règlements et recommandations ont adopté des méthodes de dimensionnement et de vérification imposant des limites de fissuration dépendant de la nature de l'ouvrage et du niveau d'exigence requis.

Cette partie présente une étude bibliographique, des essais expérimentales réalisées par des chercheurs à fin de suivre le comportement en flexion et à l'effort tranchant « cisaillement » des bétons armés de fibres.

I.3.2 Essais de l'université of Thrace, « Greece ».

Cette étude expérimentale a été menée à l'université THRACE (Greece) [69] avec pour objectif d'étudier l'influence des fibres d'acier sur le comportement au cisaillement des poutres en béton armé soumises à un chargement monotone et cyclique. Sept (07) poutres en béton armé renforcées par des fibres d'acier (acier-fibre) ont été testées expérimentalement, ainsi que des poutres sans fibres en acier, utilisées comme Echantillon de contrôle (poutres témoins), ont été préparées pour les besoins de cette étude. Deux fractions volumique en fibres (Dramix ZC 60/0,80) avec une longueur de 60mm et un diamètre de 0,80 mm, et un allongement ($LF/dl= 75$) ont été utilisées (0,5% et 0,75%). Toutes les poutres testées ont la même hauteur et largeur ($h/b=300/100$ mm). La hauteur utile des poutres est de 275mm et de 1,60m la longueur, six (06) barres longitudinales de diamètre 8mm ont été utilisées ($3\varnothing 8$ dans la partie supérieur et $3\varnothing 8$ dans la partie inférieur), respectivement (figure I.40). Deux poutres ont été testées à l'essai à quatre points, sous un chargement monotone jusqu'à la rupture totale de la poutre et cinq (05) poutres ont été testées sous des déformations cycliques. Par ailleurs cinq poutres n'avaient aucune armature de cisaillement conventionnelle (sans étriers), alors que deux poutres avaient des étriers en aciers de diamètre 8mm avec un espacement uniforme de 200mm (Tableau I.2). La limite caractéristique d'élasticité des barres d'acier et des étriers est de 400Mpa. Les caractéristiques des poutres testées sont également présentées dans le tableau I.2

Le ciment utilisé dans cette étude expérimentale était de type ordinaire et d'usage universel ciment portland (type 35IIa). Le sable avec un module de finesse élevé et des agrégats bruts avec un diamètre maximum $\varnothing=9,5$ mm. Le mélange du béton à été fait à usage du ciment, sable, agrégats, et eau, avec un rapport eau/ciment ($E/C=0,57$). Après, des fibres en acier ont été disposées à la main pour assurer une disposition homogène sur toute la surface. Puis le mélange du béton a été placé dans des moules puis vibré, à une période suffisante pour garantir la consolidation appropriée.

La contrainte de compression du béton renforcé (acier-fibre), avec des fractions volumiques des fibres ($V_f=0,5\%$ et $0,75\%$) étaient respectivement de (23,0, 28,4 et 30,3Mpa), ces valeurs moyennes ont été obtenues sur trois cylindres standards de dimensions (150×300 mm²).

L'installation expérimentale est montrée sur la figure I.40 Les poutres reposent sur deux appuis de 1,45m de distance. Le chargement imposé sur les poutres a été appliqué à deux points (essai à quatre points).

Le chargement est monotone croissant. Les déformations sont mesurées par des capteurs piézoélectriques avec une exactitude de 0,05 kN. La flèche des poutres testées a été mesurée par des capteurs variables linéaires (LVDT) avec une exactitude de 0,01 mm. Des mesures de la charge-flèche et les largeurs des fissures ont été lues et enregistrées sans interruption.

Nom du code de la poutre	chargement	Etriers	Vf (%)
MP	monotone	-	-
MF50	monotone	-	0,50
CP	cyclique	-	-
CF50	cyclique	-	0,50
CF75	cyclique	-	0,75
CP-S	cyclique	Ø8/200mm	-
CF50-S	cyclique	Ø8/200mm	0,75

Tableau I.2 Caractéristiques des poutres testées [69].

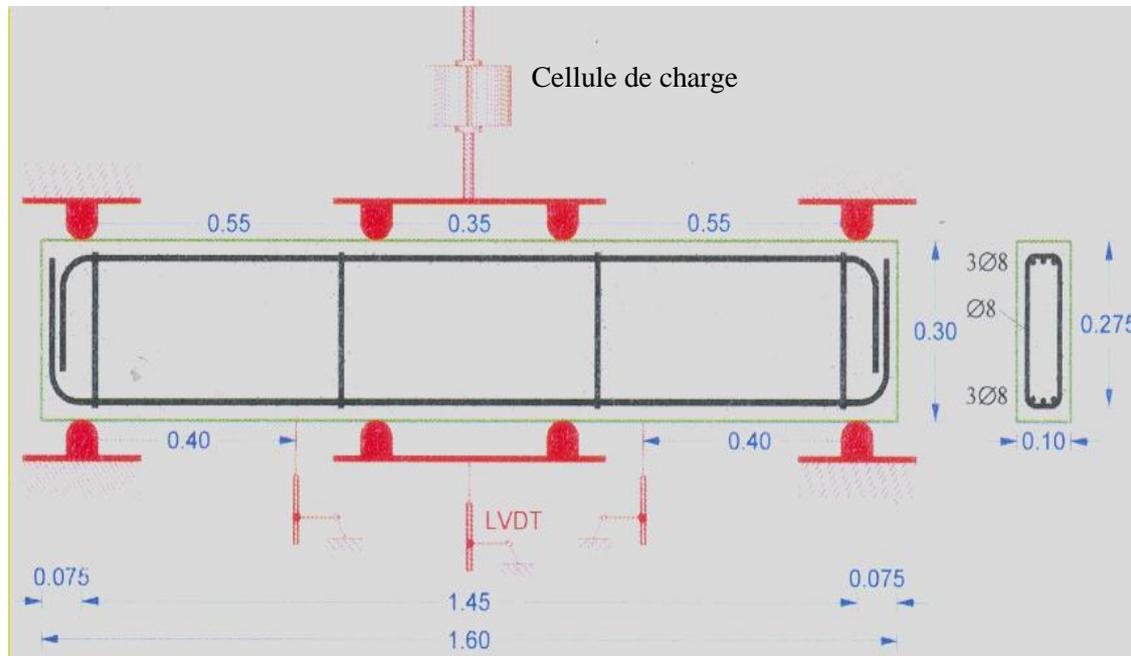


Figure I.40 Installation d'essai des poutres testées [69]

D'après les résultats des essais, des fissures diagonales sur les poutres testées ont été remarquées, ce qui explique la rupture par cisaillement. La figure I.41 présente la charge monotone appliquée en fonction de la largeur des fissures des poutres testées. La flèche maximale à la rupture de ces poutres est également rapportée dans cette figure. La réponse entière au cisaillement des poutres soumis aux déformations cycliques en terme de charge appliqué en fonction de la flèche est mesurée expérimentalement est présenté par les figures I.42 et I.43

Les conclusions basées sur les résultats expérimentaux obtenus par cette étude, ont montré que les poutres avec fibres améliorent la résistance au cisaillement, les flèches maximales et les capacités de dissipation d'énergie pour les poutres sans fibres et les poutres de contrôle sont du même ordre. On observe principalement la contribution des fibres en acier après fissuration du béton vis-à-vis du comportement au cisaillement. Le renforcement des poutres sans étriers (avec fibres) ont présenté une meilleure résistance au cisaillement et aux déformations.

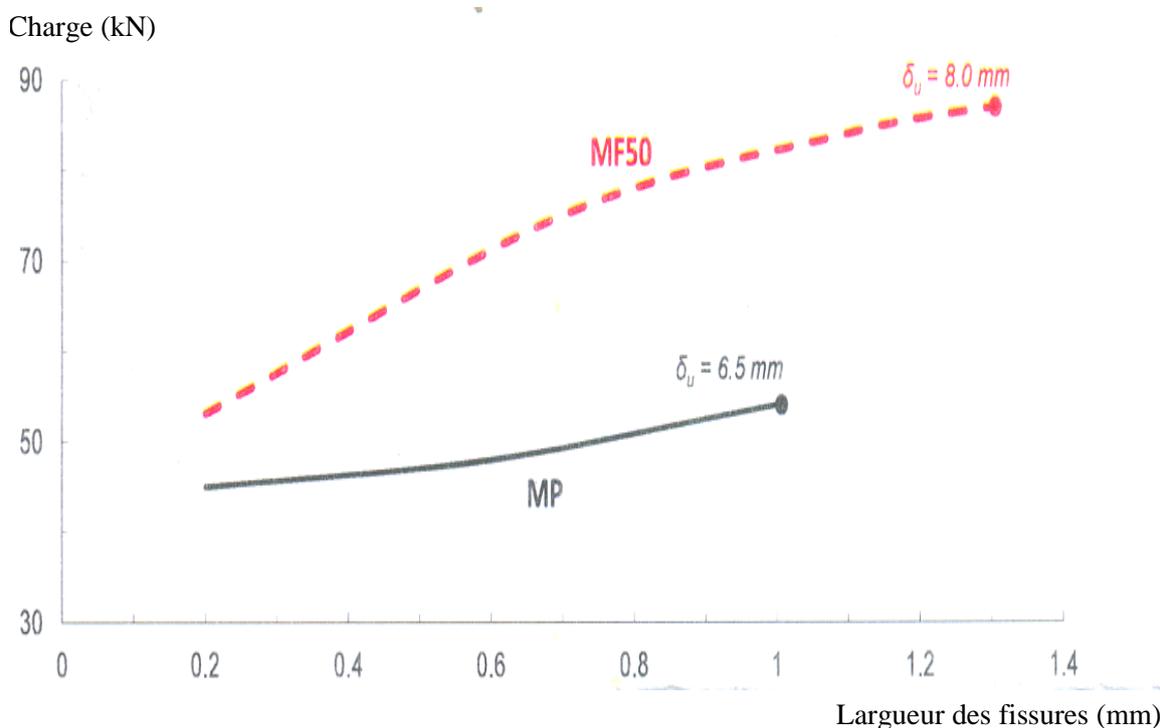


Figure I.41 Courbe charge en fonction de la largeur des fissures [69].

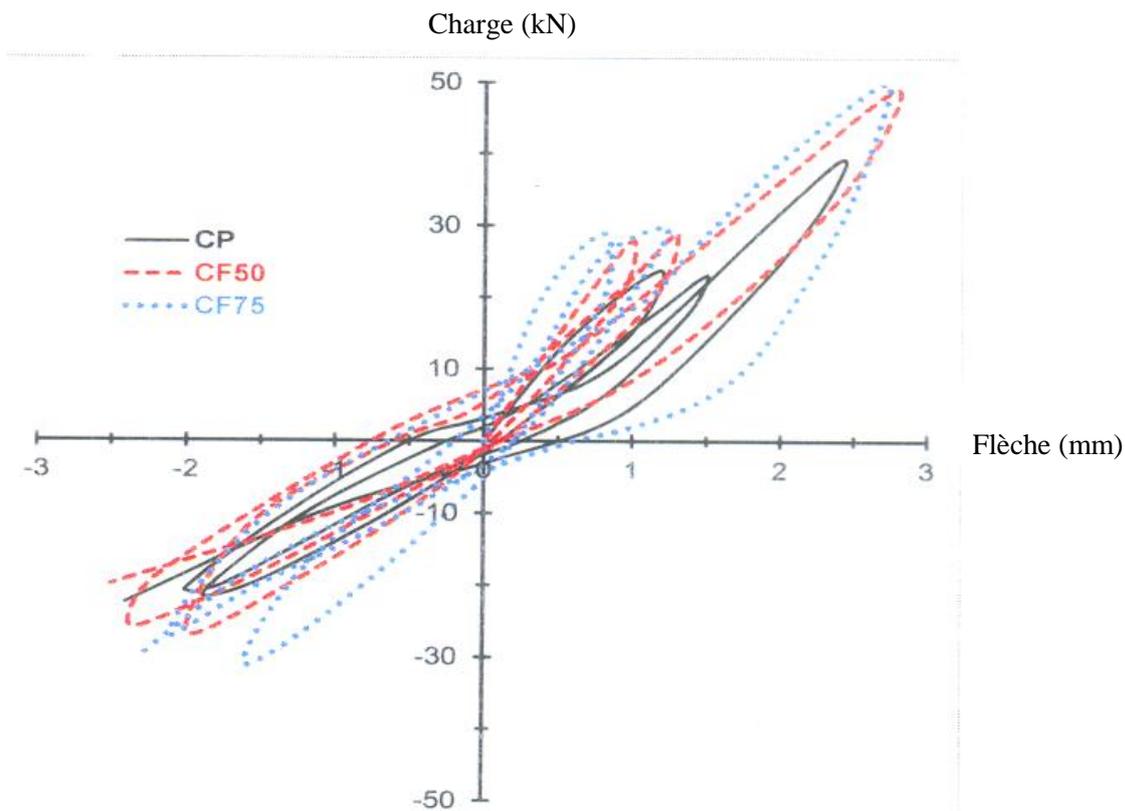


Figure I.42 Courbe charge-flèche pour les poutres CP, CF50 et CF75 [69].

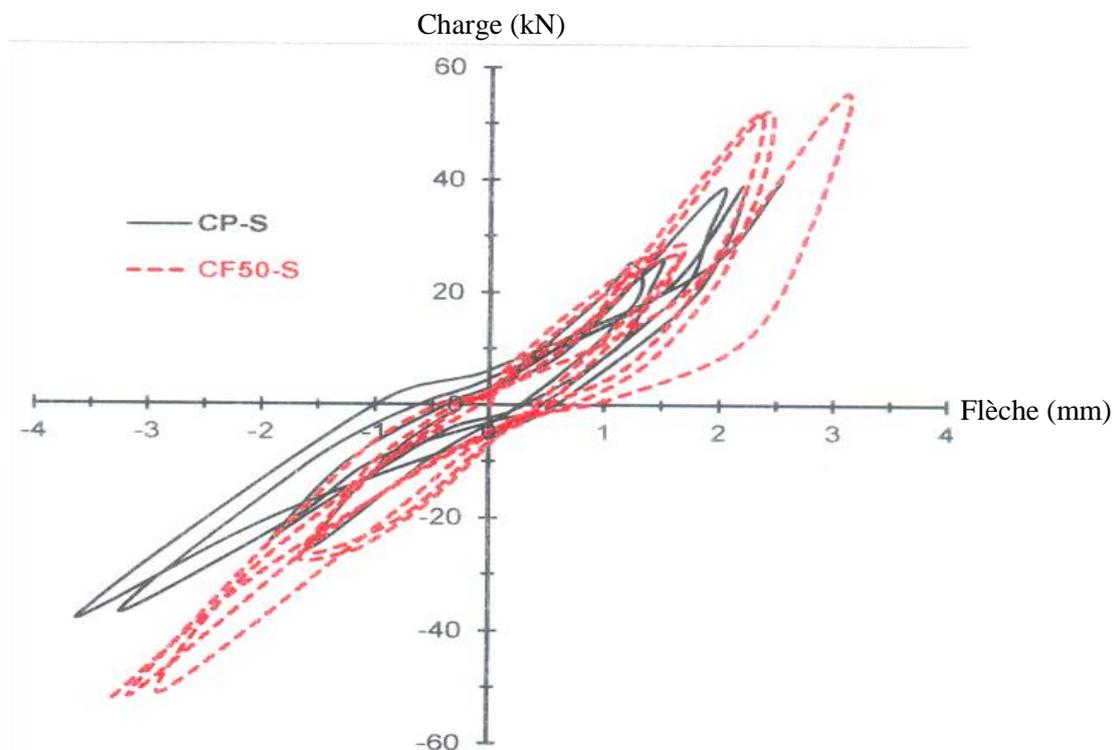


Figure I.43 Courbe charge-flèche pour les poutres CP-S, CF50-S [69].

I.3.3 Essais de l'université de São Paulo Brazil

Cette étude expérimentale a été menée à l'université de São Paulo Brazil par Sydney Furlan Jr et João Bento de Hanai [70] avec pour objectif d'étudier le comportement au cisaillement et en flexion des poutres en béton armé renforcé des fibres d'aciers et de polypropylène ainsi qu'analyser l'influence des fibres sur les performances structurelles par rapport aux différents pourcentages des armatures transversales. Les variables d'essai étaient le type et le volume des fibres. Quatorze poutres de section carrée [100x100x1000] mm³ ont été testées. Ces poutres ont été préparés à partir de sept différentes proportions du mélange (en poids) ont été maintenues constantes (ciment, sable, granulats grossiers) et un rapport Eau/ciment=0,45, un super plastifiant à été utilisé pour la bonne maniabilité du mélange. Les fibres utilisées de type polypropylène ayant une longueur L=42mm et un diamètre $\varnothing=0,05$ mm, par contre les fibres en acier de section rectangulaire (0,20x2,30) mm², avec deux longueurs différentes L=25,4mm et L=38,10mm. Deux poutres ont été préparées pour chaque type de mélange, la seule variation été le pourcentage des armatures transversales (étriers), une série avec étriers (poutres série A) et une série sans étriers (poutres série B). Les caractéristiques des mélanges des poutres testées sont résumées dans le tableau I.3. Des essais de compression ont été réalisés en utilisant des cylindres de section (150x300) mm² pour déterminer les propriétés mécaniques du béton. Les poutres ont été testées en appliquant deux charges égales (essais à quatre points), la figure I.44 illustre la géométrie et le ferrailage (renforcement) des poutres testées pour les deux séries (série A et B). Les poutres ont été instrumentées avec des jauges électriques dans la zone de compression du béton (symbole C), sur les armatures transversales (symbole A). En plus des jauges de (LVDT) ont été installées sur les supports et au milieu de la poutre, à fin de mesurer les déformations (déplacements) des poutres, la figure I.45 montre la disposition et les nombres de jauges installées.

Mélange du béton	poutres	Type de fibres	Volume de fibres V_f (%)	Super plastifiant (%)
1	P1A/P1B	-	-	-
2	P2A/P2B	Polypropylène	0,5	1,0
3	P3A/P3B	Acier 25,4mm	1,0	1,0
4	P4A/P4B	Acier 25,4mm	2,0	1,0
5	P5A/P5B	Acier 25,4mm	1,0	1,0
6	P6A/P6B	Acier 25,4mm	2,0	1,0
7	P7A/P7B	Acier 25,4mm	0,5	1,0

Tableau I.3 Caractéristiques du mélange des poutres testées [70].

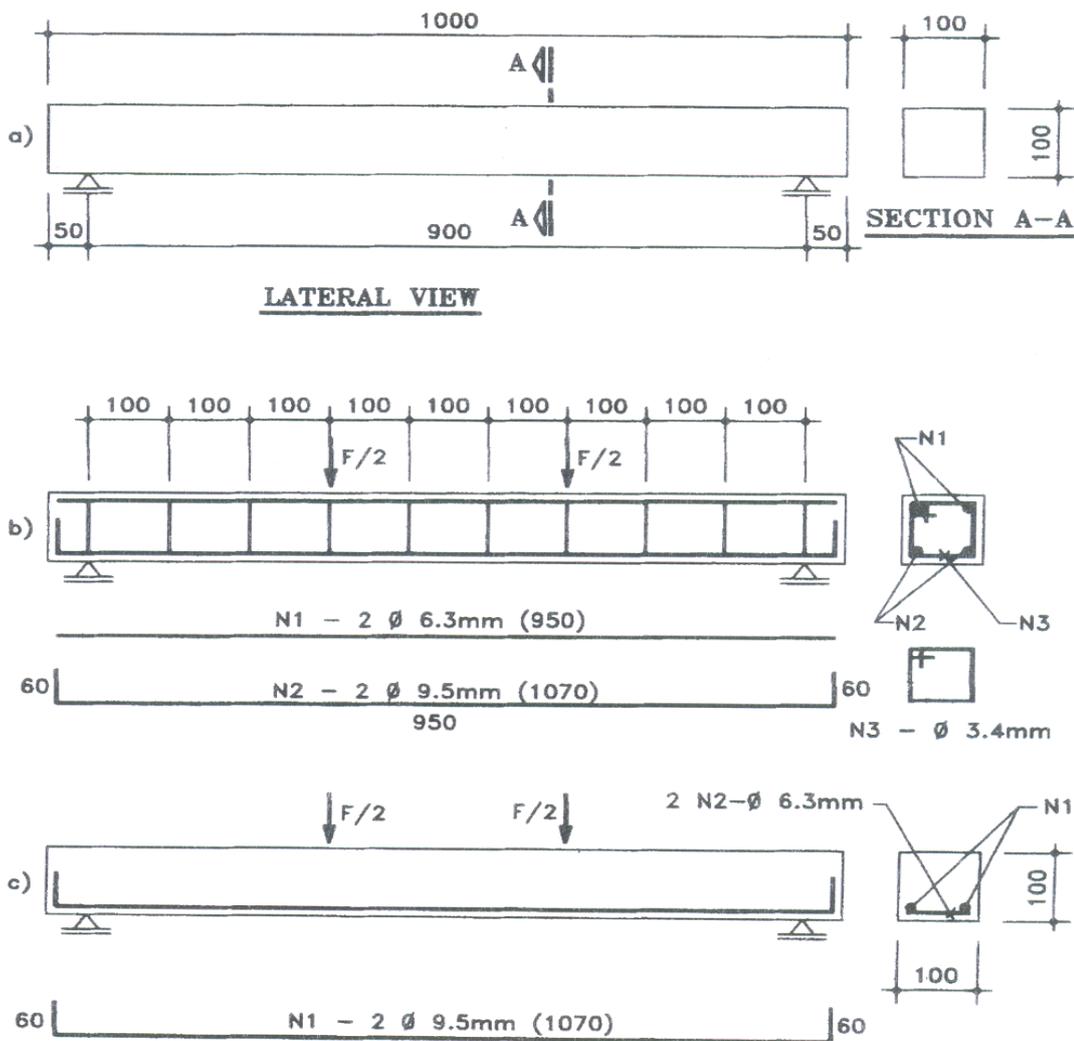


Figure I.44 (a) Géométrie, (b) Renforcement des poutres série A, (c) Renforcement des poutres série B [70].

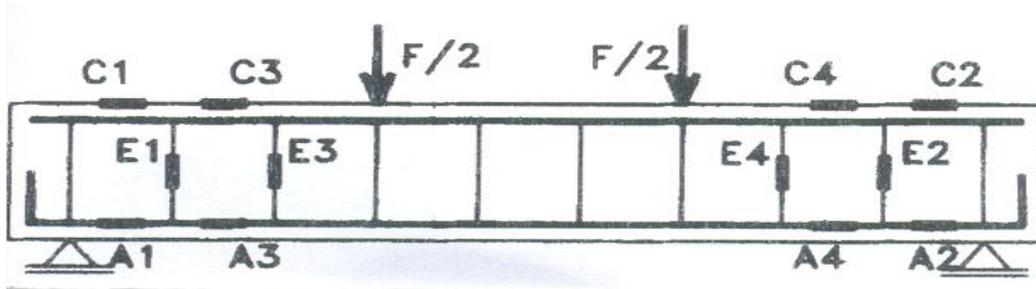


Figure I.45 Position et nombres de jauges installées [70].

Les vues des poutres (série A et B) après les testes sont présentés par les figures I.46 et I.47.



Figure I.46 Vue des poutres série A après les essais [70].

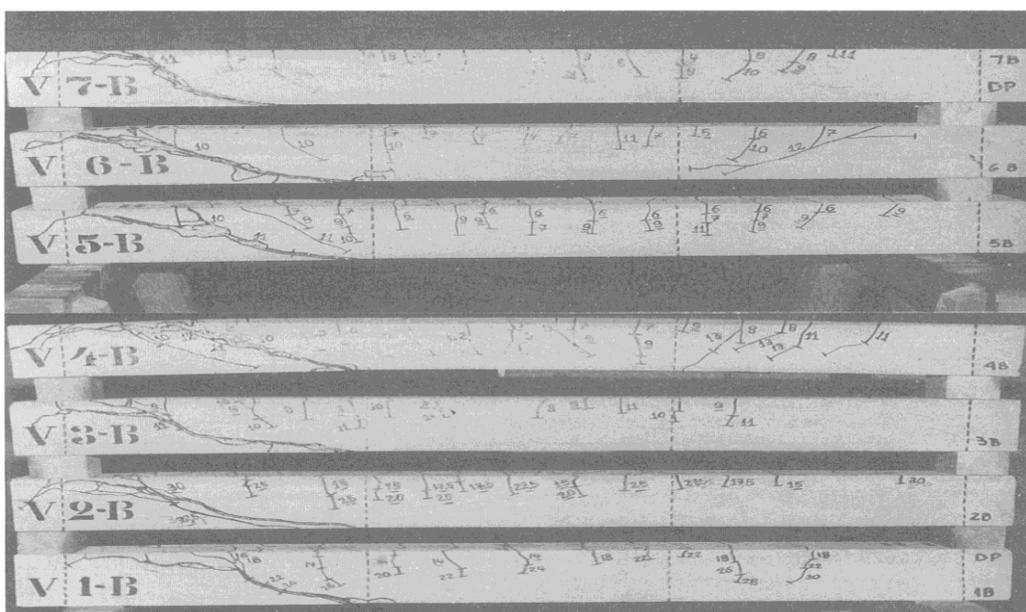


Figure I.47 Vue des poutres série B après les essais [70].

Les courbes qui présentent la force en fonction de la flèche des poutres (série A et B) testées sont présentées par les figures I.48 et I.49.

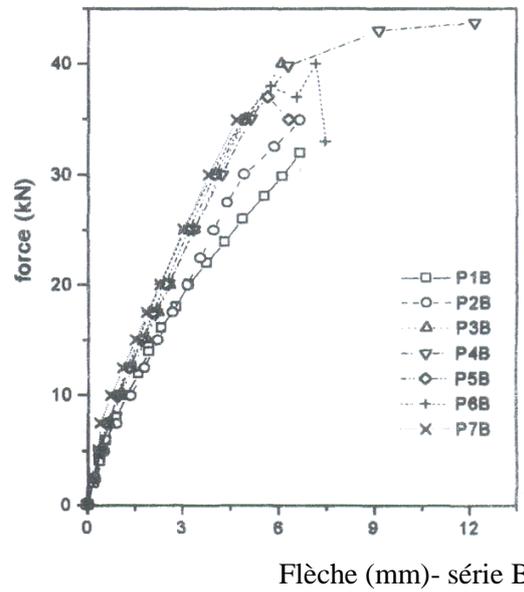
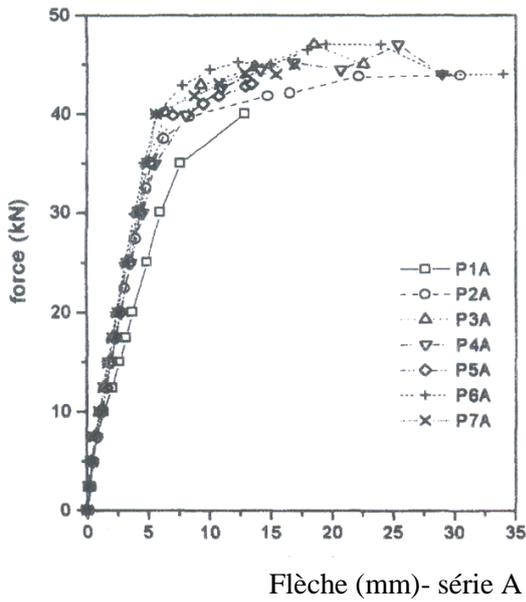


Figure I.48 Force- Flèche des poutres série A [70].

Figure I.49 Force- Flèche des poutres série B [70].

La figure I.50 montre la progression des déformations dans les étriers aux points (E3-E4) des poutres de la (série A) testées.

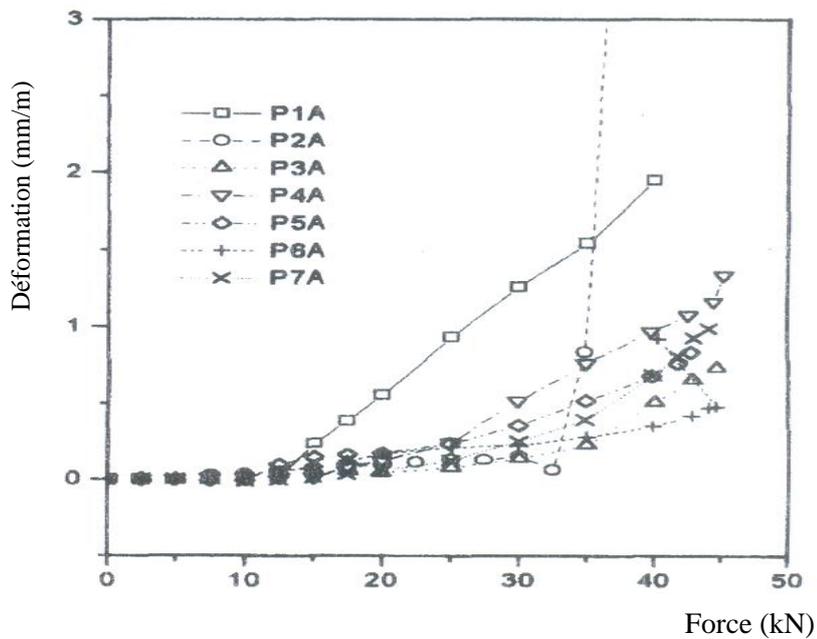


Figure I.50 Déformations dans les étriers aux points E3-E4 [70].

La figure I.51 montre la progression des déformations dans les armatures longitudinales aux points (A3-A4) des poutres (série A) testées.

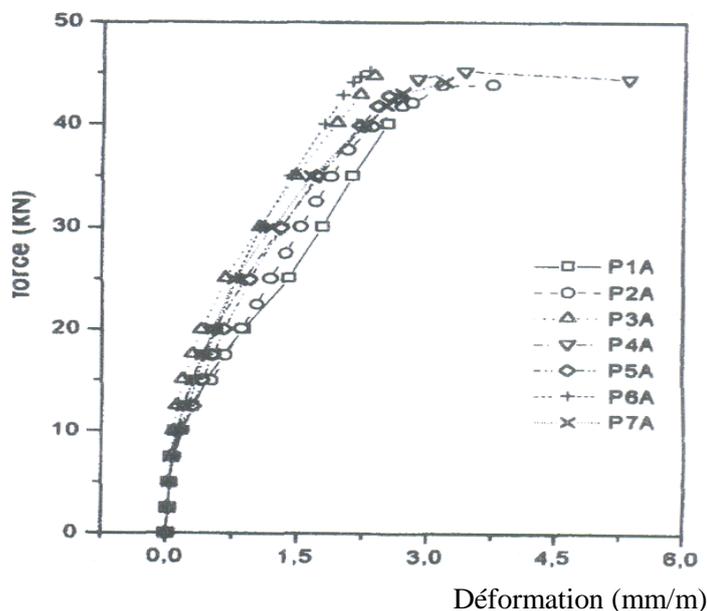


Figure I.51 Déformations dans les armatures longitudinales aux points A3-A4 [70].

Les conclusions tirées de cette étude expérimentale menée par Sydney Furlan Jr et João Bento de Hanai [70] sont :

- L'ajout des fibres diminue l'ouvrabilité du béton, en particulier dans le cas des fibres de polypropylène.
- L'ajout des fibres d'acier a donné une légère augmentation de la résistance à la traction, dans le cas des fibres longues et le module d'élasticité, en particulier dans le cas des fibres courtes.
- La propagation des fissures du béton renforcé de fibres a été relativement lente et, par conséquent les déformations (flèches) ont été réduites.
- La ductilité augmente seulement de manière significative pour les poutres sans étriers et avec plus de 2% des fibres d'acier, et pour les poutres avec 2% de fibres d'acier courtes, la même chose pour les poutres sans fibres et avec des étriers prouvant la faisabilité du remplacement des étriers par les fibres.
- L'ajout de fibres a augmenté la résistance au cisaillement, la rupture était plus ductile dans pratiquement toutes les poutres renforcées de fibres.
- Les résultats obtenus montrent qu'il y a des différences dans la façon dont les fibres d'acier et polypropylène agissent en cisaillement, et cela est dû à la différence des modules d'élasticité.

I.3.4 Essais de l'université de South Korea

Cette étude expérimentale et théorique a été menée à l'université South Korea par D.H Lim et B.H.Oh [71] avec pour objectif d'étudier :

- 1- Le comportement mécanique au cisaillement des poutres en béton armé contenant des fibres d'acier.
- 2- La possibilité de remplacer les armatures transversales (étriers) par des fibres d'acier.
- 3- La possibilité de faire un mélange (étriers+ fibres) pour améliorer la ductilité au cisaillement et limité les ouvertures des fissures.

Un programme d'essais portant sur trois séries de trois poutres (un total de neuf poutres) à été réalisé et testés à l'université de SOUTH KOREA par D.H. Lim et B.H.Oh [71].

Toutes les poutres testées sont identiques ont les dimensions suivantes : une largeur de 100 mm, une hauteur de 180mm et une longueur $L= 1300\text{mm}$ (voir figure I.53). Les variables importantes d'essai étaient les fractions volumiques des fibres en acier et le pourcentage des armatures transversales (étriers). Le pourcentage des armatures transversales (étriers) à été varié entre 0% à 100%, les fractions volumiques des fibres ont été varié de 0% à 2%, les fibres utilisées ont un diamètre $\varnothing=0,7\text{mm}$ et une longueur de $L=42\text{mm}$, les armatures longitudinales utilisées ayant un diamètre $\varnothing =16\text{ mm}$ pour les armatures tendues et un diamètre $\varnothing =10\text{ mm}$ pour les armatures comprimées, le diamètre des armatures transversales (étriers) est de $\varnothing =6\text{ mm}$, les caractéristiques des aciers et les fibres utilisées sont présentées dans le tableau I.4. Les poutres ont été testées sous applications de deux charges concentrées égales (essai à quatre points), trois comparateurs d'une précision de 0,01 mm ont été utilisés pour mesurer les déformations à plusieurs en droits. Des jauges ont été attachées sur les barres longitudinales et les étriers afin de mesurer les déplacements (figure I.52). Les charges ont été appliquées, étape par étape jusqu'à la rupture, l'incrément de charge utilisé est de 0,5 tonne.

	Limite d'élasticité [MPa]	Résistance à la traction [MPa]	Module de Young [MPa]
Barres d'acier	420	545	2×10^5
Etriers	359	534	2×10^5
Fibres d'acier	1303	1784	2×10^5

Tableau I.4 Caractéristiques des aciers et fibres utilisées [71].

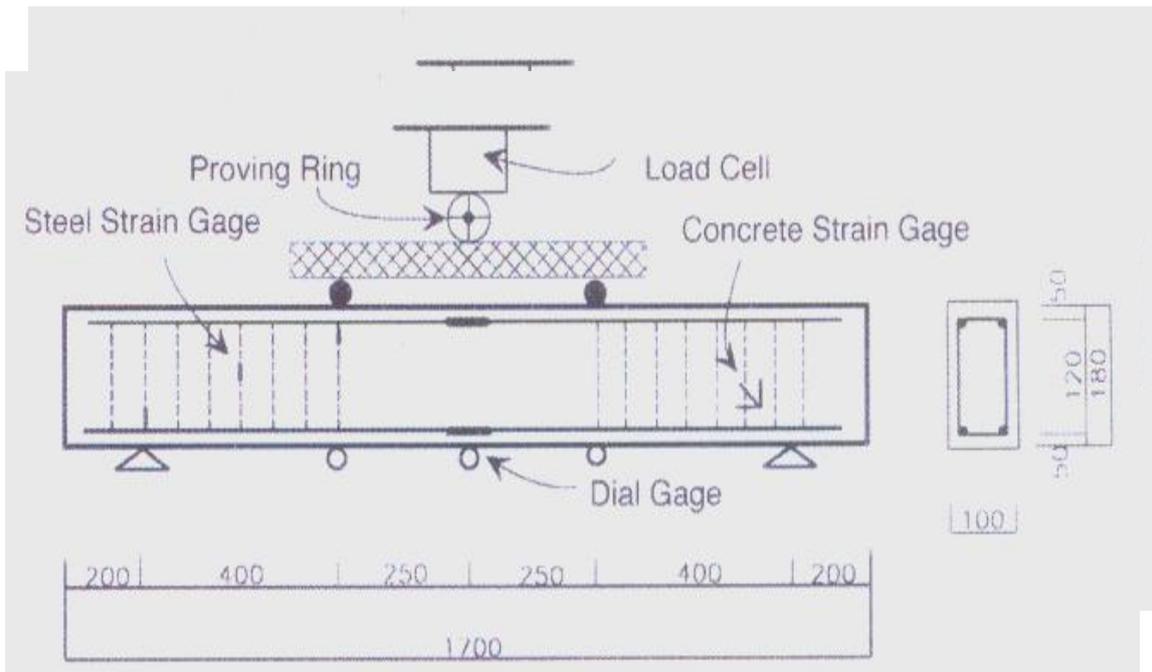


Figure I.52 Dispositif d'essai des poutres testées [71].

Les résultats obtenus à la fin des tests sont présentées sous forme de graphes comme suit :

La figure I.53 montre la comparaison des différentes résistances relative (compression, flexion, traction) en fonction des teneurs en fibres (%) pour les poutres testées.

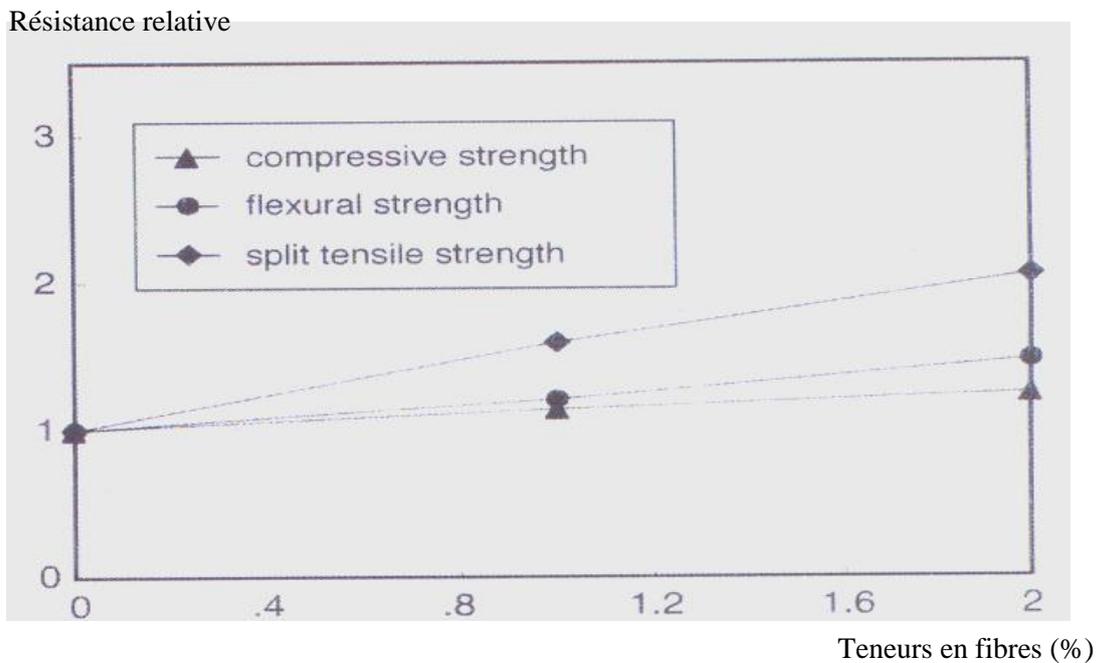


Figure I.53 Comparaison des différentes résistances relatives en fonction des teneurs en fibres [71].

La figure I.54 montre le mode de fissuration pour les différentes poutres testées.



Figure I.54 Mode de fissuration pour les différentes poutres testées [71].

Les courbes charge-flèche pour les poutres testées avec et sans armatures transversales (étriers) sont présentées par les figures I.55 et I.56.

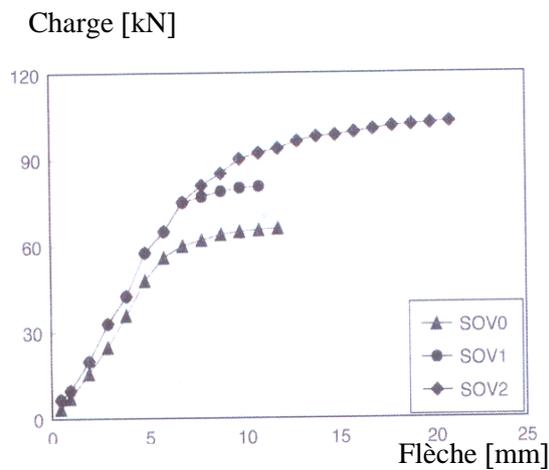


Figure I.55 Courbe charge-flèche pour les Poutres sans étriers [71].

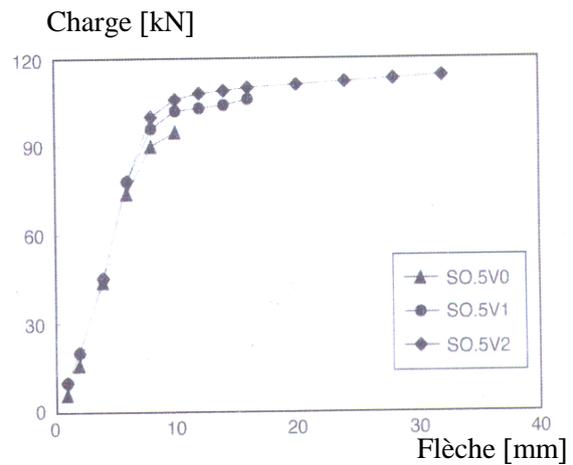


Figure I.56 Courbe charge-flèche pour les poutres avec 50% des étriers conventionnels [71].

La courbe résistance à la fissuration au cisaillement en fonction des teneurs en fibres (%), ainsi que la courbe résistance ultime au cisaillement en fonction des teneurs en fibres (%) pour les poutres testées avec et sans armatures transversales (étriers) sont présentées par les figures I.57 et I.58.

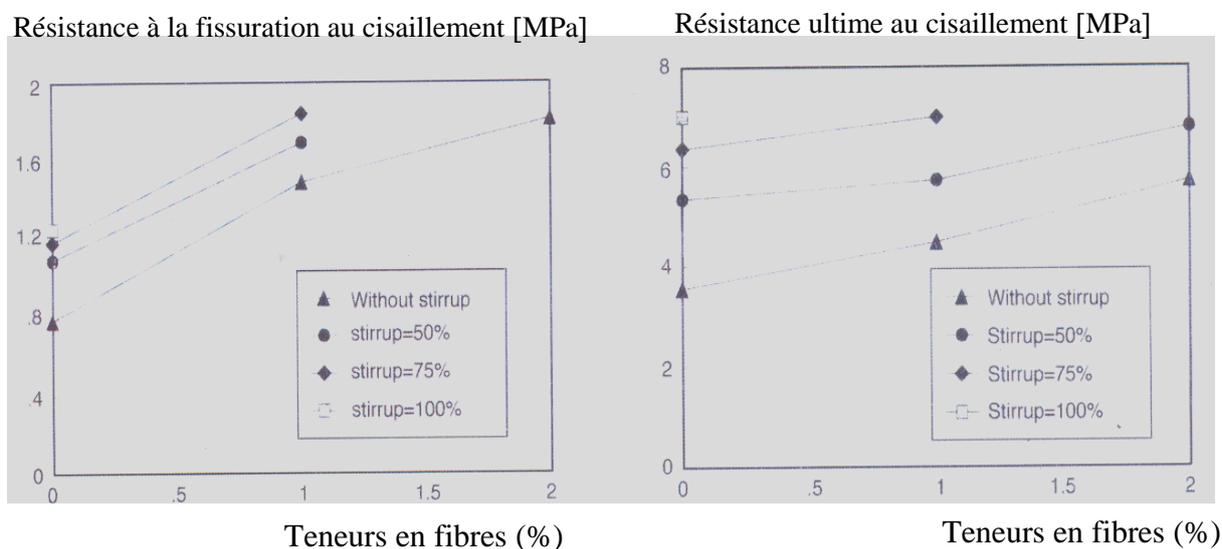


Figure I.57 Résistance à la fissuration au cisaillement en fonction des teneurs en fibres (%) [71].

Figure I.58 Résistance ultime au cisaillement en fonction des teneurs en fibres (%) [71].

D'après cette étude expérimentale et théorique menée par LIM D.H ET OH B.H [71] sur le comportement au cisaillement des Poutres en béton armé avec fibres d'acier, les conclusions suivantes peuvent être tirées :

- 1- L'ajout des fibres d'acier augmente la résistance à la compression, flexion et la traction
- 2- Le mode de fissuration change au cisaillement et en flexion lorsque la fraction volumique des fibres d'aciers utilisée dépasse un certain pourcentage, soit environ de 1% dans cette étude. Cela signifie que l'ajout des fibres augmente la capacité de résistance au cisaillement considérablement.
- 3- La résistance de la fissuration au cisaillement à augmente considérablement environ deux fois, en raison de l'ajout des fibres d'acier lorsque le pourcentage en fibre utilisée est de 1%. Ainsi, l'ajout des fibres limite les ouvertures des fissures au cisaillement.
- 4- L'utilisation des teneurs en fibres peut réduire le nombre d'étriers pour résister au cisaillement et une combinaison de fibres et étriers peuvent satisfaire aux exigences de résistance et ductilité.

5- Une méthode d'analyse pour prédire la résistance au cisaillement des poutres en béton armé contenant des fibres d'acier est présentée. La méthode permettra l'analyse du comportement au cisaillement des poutres en béton armé contenant des fibres d'acier.

I.3.5 Travaux de T.M. Roberts et N. L. Ho

Cette étude expérimentale a été menée par T.L. Roberts et N .L. Ho [72] avec pour objectif d'étudier la rupture par cisaillement des poutres de grande hauteur en béton armé renforcées de fibres d'acier. Trois séries de poutres ont été testées expérimentalement, ces poutres testées ont les dimensions suivantes : une largeur de 50mm et une hauteur H=200mm, un seul type de fibres à été utilisée « fibres Duoform » dans cette expérimentale, trois teneurs en fibres ont été utilisées (0%, 3% et 4,5%) , les dimensions de ces fibres utilisées on un diamètre $\varnothing=0,38\text{mm}$ et une longueur l=38mm. La composition du béton utilisée est constituée du (ciment, sable, granulats et eau), le ciment utilisée et de type portland, le diamètre maximale des granulats utilisées et de 10mm. Le même jour du coulage des poutres, des éprouvettes cylindriques de dimensions [150x300]mm, ont été coulées on utilisant le même béton, à fin de déterminer la résistance du béton à la compression. Après coulages les poutres et cylindres ces derniers sont stockés dans de eau pendant 28 jours à une température de 20^0 , le détail des spécimens des poutres testées sont données dans le Tableau I.5.

poutres	Largeur de poutre « b » (mm)	hauteur Utile « d » (mm)	Langueur (mm)	endroit de Cisaillement « a » (mm)	a/d	Teneurs en fibres en « % »
PCB1	50	170	1000	410	24	0
F3 0B1	50	170	1000	410	24	3,0
F4 5B1	50	170	1000	410	24	4,5
PCB2	50	170	725	273	16	0
F3 0B2	50	170	725	273	16	3,0
F4 5B2	50	170	725	273	16	4,5
PCB3	50	170	455	137	08	0
F3 0B3	50	170	455	137	08	3,0
F4 5B3	50	170	455	137	08	4,5

Tableau I.5 Détails des spécimens des poutres testées [72].

Toutes les poutres et cylindres ont été testées après 31 jours, les cylindres en compression par contre les poutres en flexion « essai à trois points », la charge appliquée est répartie à travers deux plaques de largeur de 50 mm, le détail de chargement des poutres testées est présenté par la figure I.59. La vitesse de chargement a été gardée constante 0,5 mm/min à fin que les fissures pourraient être détectées et visualisées.

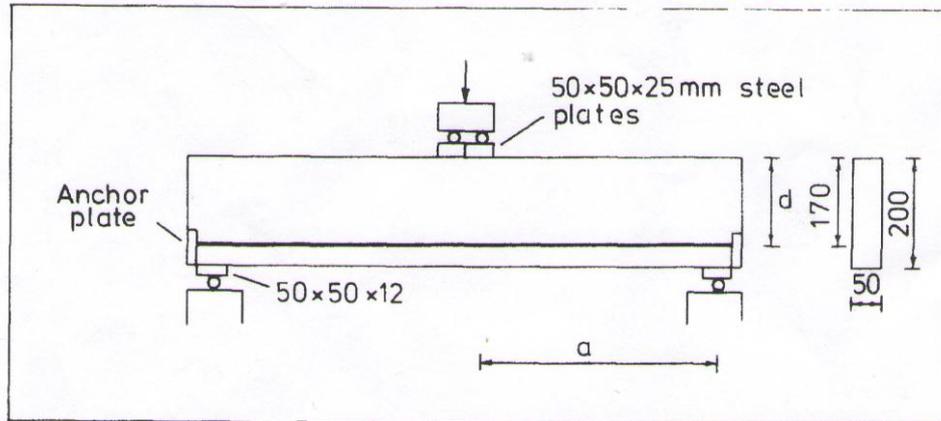


Figure I.59 Détails de chargement des poutres testées [72] .

Après les tests des différentes poutres, le mode de fissuration des poutres testées pour les différents rapports (a/d) sont représentés par les figures I.60, I.61 et I.62.

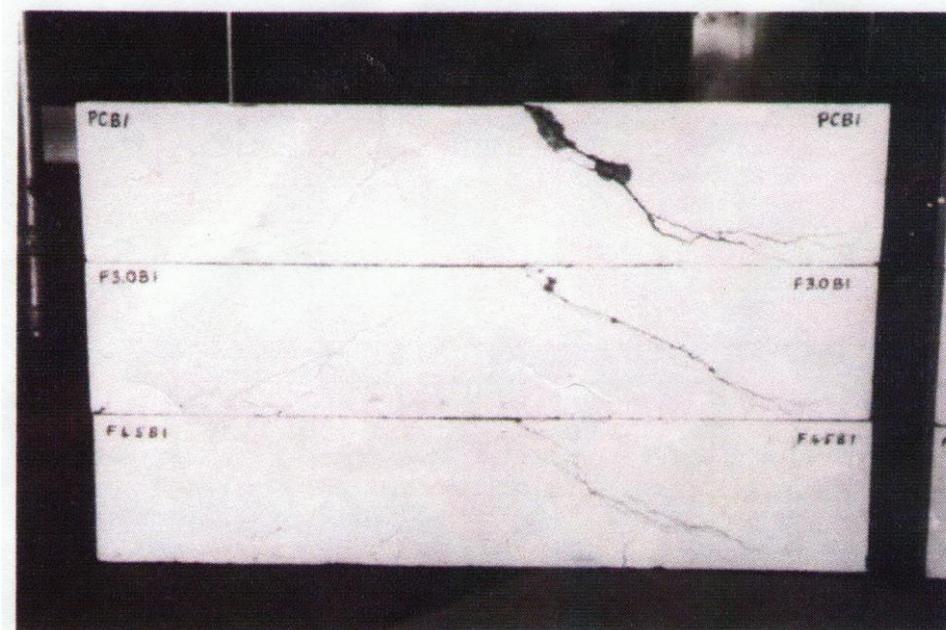


Figure I.60 Mode de fissurations des poutres testées pour $a/d=24$ [72].

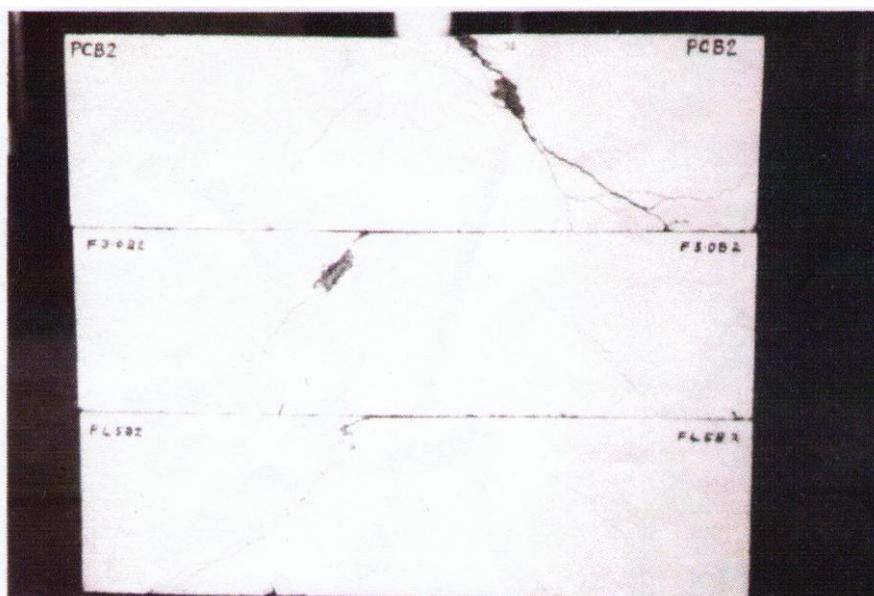


Figure I.61 Mode de fissurations des poutres testées pour $a/d=16$ [72].

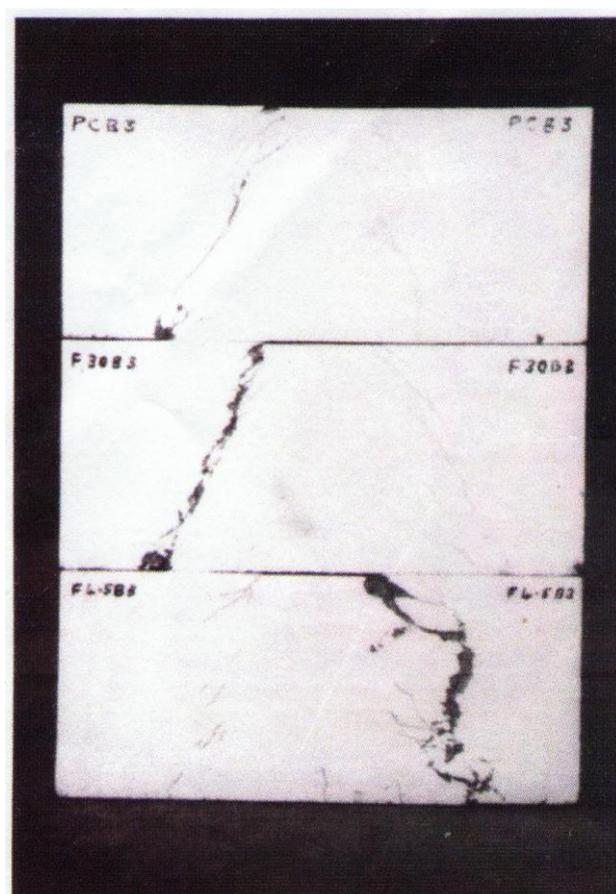


Figure I.62 Mode de fissurations des poutres testées pour $a/d=8$ [72].

La superposition des courbes de la figure I.63, présente le rapport entre le moment max théorique M_u sur le moment max à la rupture M_f (M_u/M_f) en fonction du rapport à (a/d).

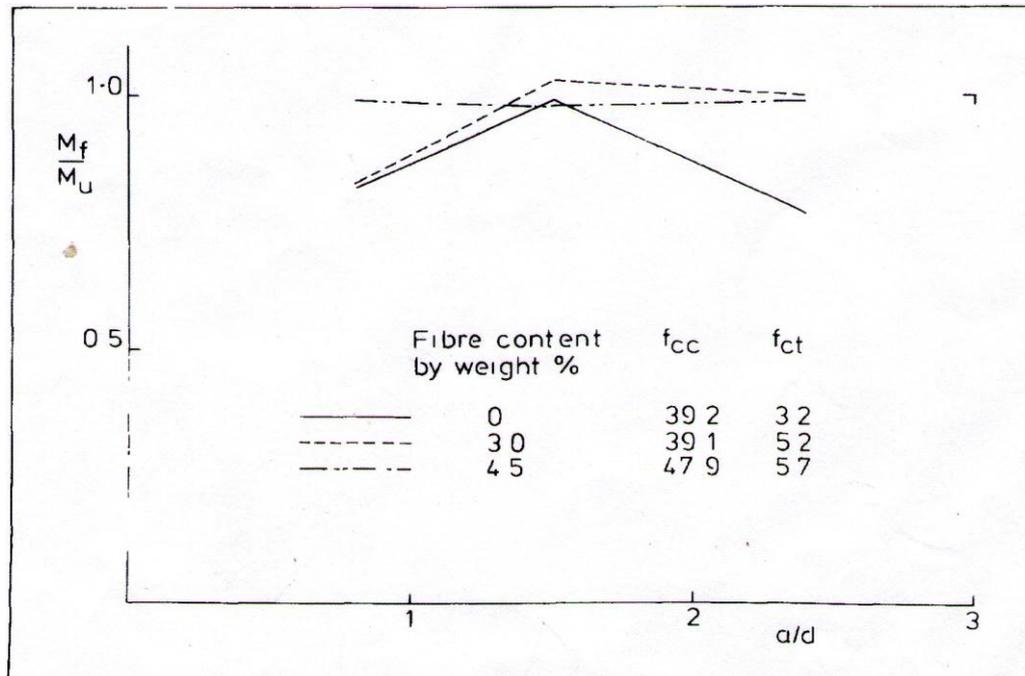


Figure I.63 Rapport du moment théorique/ moment à la rupture en fonction de rapport à a/d [72].

Avec :

M_u : Moment max théorique.

M_f : Moment max à la rupture.

f_{cc} : Résistance à la compression du béton testé.

f_{ct} : Résistance à la traction du béton testé.

Les conclusions tirées de cette étude expérimentale menée par T.L. Roberts et N.L. Ho [72] a fin d'étudier le comportement à l'effort tranchant (rupture par cisaillement) des poutres de grande hauteur en béton armé renforcées par des fibres d'acier sont :

- 1- La fissuration au cisaillement en particulier dans le cas des poutres de grandes hauteur ce produit avant la résistance ultime à la flexion.
- 2- L'inclusion des fibres d'acier dans le béton augmente la capacité ultime à la flexion et aussi la résistance à la rupture par cisaillement.
- 3- Les résultats obtenus par cette étude expérimentale pour le cas des poutres de grande

hauteur appuyé sur les conclusions de la référence [73], montrent que pour un rapport a/d important, la fissuration par cisaillement peut être évitée par l'inclusion des fibres à la place des armatures.

4- Les résultats obtenus aussi montrent que les poutres de grande hauteur résistent bien à l'effort tranchant « cisaillement » principalement par l'action arcade.

5- Les résultats obtenus aussi par cette étude appuyée sur les conclusions des hauteurs des références [74,75] que les fissures diagonales ne peuvent pas se produire jusqu'à ce qu'il soit précipité par d'autres procédés tels que le relâchement des armatures à la traction ou fissures à la compression du béton sous la charge appliquée.

I.3.6 Essais de l'université North Carolina state Etats-Unis (USA)

Cette étude expérimentale a été menée à l'université de l'état CAROLINE du nord, Etats-Unis (USA) [76] avec pour objectif d'étudier la ductilité au cisaillement des poutres en béton armé léger à résistance normale (ordinaire) et à haute résistance, (15) poutres en béton armé ordinaire et de haute résistance avec et sans armatures transversales ont été testées expérimentalement. Toutes les poutres testées ont les dimensions suivantes : une largeur de 127 mm, une hauteur de 254mm (figure I.64). Les variables d'essai étaient la résistance du béton à la compression (f_c), le rapport entre le point d'application de l'effort et la hauteur utile (a/d) qui varié de 1 à 4, ainsi que la quantité des armatures transversales (étriers). La résistance à la compression du béton varie entre 30,5MPa et 89,3MPa. Le pourcentage des armatures transversales a été varié entre 0 et 0,784% (tableau I.6). La composition du béton léger (normale) et de haute résistance est constituées du ciment portland type1, de sable ayant un module de finesse de 2,62, le diamètre maximale des granulats utilisées est $\varnothing=12,5$ mm et d'eau. Pour assurer une bonne maniabilité du béton un adjuvant (super plastifiant) a été utilisée. Les armatures longitudinales et transversales utilisées ayant un diamètre $\varnothing=8$ mm, la limite d'élasticité moyenne obtenue sur trois essais, et de l'ordre de 421MPa pour les armatures longitudinales et de 324MPa pour les armatures transversales (étriers).

Des cylindres de « contrôle » ont été testés périodiquement à fin de vérifier si le béton atteint la contrainte de compression désirée. Le jour des essais sur les poutres, trois (03) cylindres de « contrôle » ont été testés en compression pour déterminer la résistance du béton.

Le dispositif d'essai utilisées pour le teste des poutres et les cylindres est montré par la figure I.65, des éléments raidisseurs ont été ajoutés à une installation d'essai existants, c'est des supports rigides avec une poutre d'acier croisée rigides ont été utilisées pour agir comme élément raidisseur et d'absorption d'énergie dans le dispositif d'essais, ainsi que des vérins hydraulique ultra- haute résistance ont été utilisées pour initier le contact des supports rigides avec la poutre en acier croisée. Un capteur (LVDT) et des jauges ont été montés afin de mesurer les déplacements (déformations) verticales à mi-portée des poutres et les déformations dans les armatures transversales (étriers).

N° de la poutre	Largeur de poutre (mm)	hauteur Utile (mm)	a/d	Age de Test (jours)	Contrainte du béton testé (MPa)	Armatures tendues A_s (mm ²)	Armatures Comprimées A'_s (mm ²)	Espacement des étriers (mm)	Armatures transversales (%)
LNN-1	127	216	1	143	33,79	258	0	/	0
LNN-2	127	216	2	136	44,83	258	0	/	0
LNN-3	127	216	3	150	40,34	258	0	/	0
LNW-1	127	216	1	151	30,55	567	258	101	0,49
LNW-2	127	216	2	133	38,97	567	258	101	0,49
LNW-3	127	216	3	142	44,62	567	258	101	0,49
LHN-1	127	216	1	107	86,90	567	0	/	0
LHN-2	127	216	2	76	85,45	567	0	/	0
LHN-3	127	216	3	103	89,17	567	0	/	0
LHW-1	127	198	1	85	82,34	1135	258	99	0,51
LHW-2	127	198	2	82	85,79	1135	258	99	0,51
LHW-3	127	198	3	76	89,31	1135	258	99	0,51
LHW-3a	127	198	3	85	88,21	1135	258	76	0,65
LHW-3b	127	198	3	72	86,97	1135	258	63	0,78
LHW-4	127	198	4	66	82,97	1135	258	99	0,51

Tableau I.6 Caractéristiques des poutres testées [76].

Avec :

LNN-1

L : Béton léger.

N : Résistance normale (ordinaire).

N : Poutres sans armatures transversales (sans étriers).

1 : Effet de l'effort tranchant en fonction du rapport (a/d)

LHW-2

L : Béton léger

H : Haute résistance.

W : Poutres avec armatures transversales (avec étriers).

2 : Effet de l'effort tranchant en fonction du rapport (a/d).

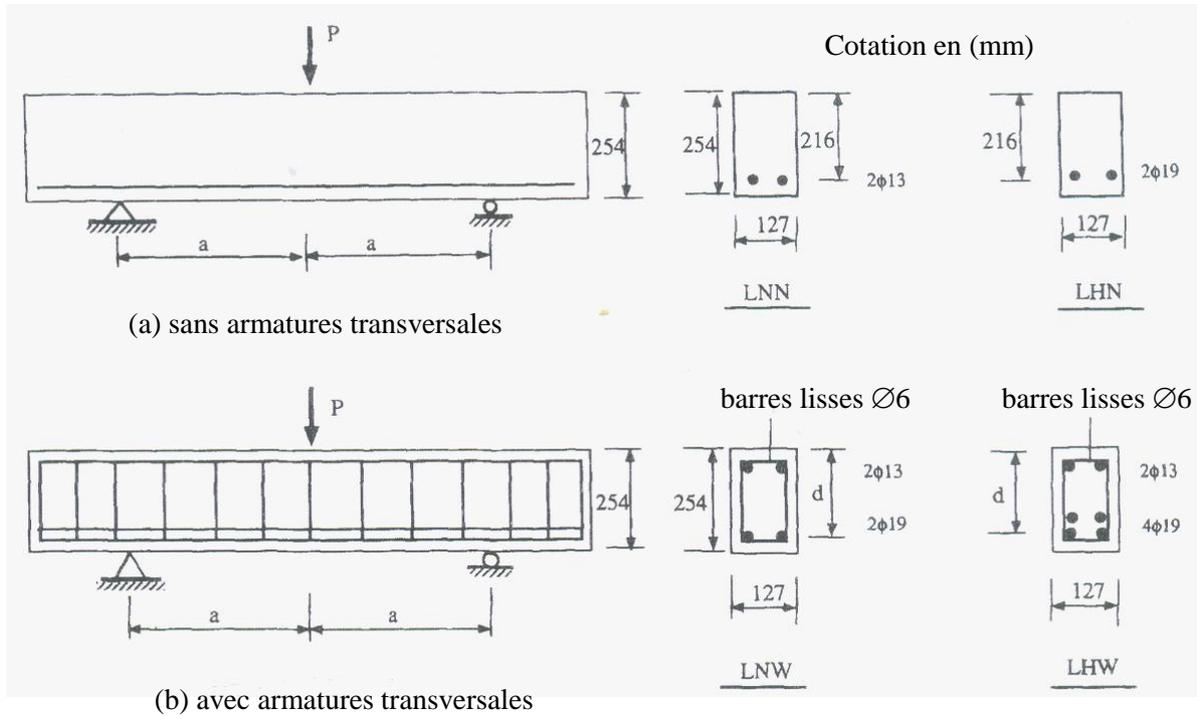


Figure I.64 Description des poutres testées en béton normale et à haute résistance [76].

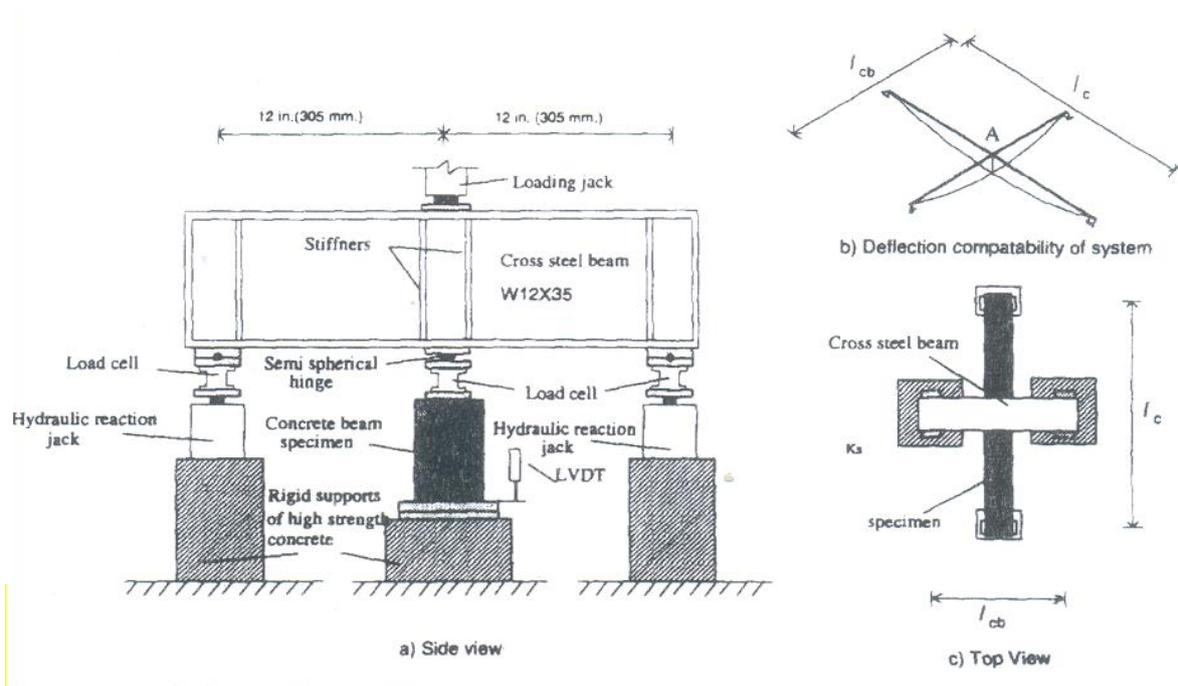


Figure I.65 Dispositif d'essais utilisée [76].

Les résultats présentés dans le Tableau I.7, comprennent les valeurs observées des charges (ultime) et le type de rupture des poutres testées en béton armé normale et à haute résistance.

N ^o de la poutre	a/d	f_c (MPa)	Charge Ultime P _u (kN)	Type de rupture
LNN-1	1	33,79	211,72	Compression- diagonale
LNN-2	2	44,83	66,75	Cisaillement- compression
LNN-3	3	40,34	45,30	Traction- diagonale
LNW-1	1	30,55	299,83	Compression- diagonale
LNW-2	2	38,97	168,38	Cisaillement- compression
LNW-3	3	44,62	126,60	Cisaillement- compression
LHN-1	1	86,90	377,17	Compression- diagonale
LHN-2	2	85,45	170,87	Cisaillement- compression
LHN-3	3	89,17	86,82	Traction- diagonale
LHW-1	1	82,34	554,95	Compression- diagonale
LHW-2	2	85,79	270,95	Cisaillement- compression
LHW-3	3	89,31	184,93	Cisaillement- compression
LHW-3a	3	88,21	214,13	Cisaillement- compression
LHW-3b	3	86,97	241,45	Cisaillement- compression
LHW-4	4	82,97	189,70	Cisaillement- compression

Tableau I.7 Charges (ultime) et type de rupture des poutres testées [76].

Les courbes qui présentent la charge en fonction de la flèche à mi-porté pour les 15 poutres testées en béton armé léger normale et à haute résistance, pour les différents rapports (a/d) et pour les différents pourcentages des armatures transversales (étriers) ainsi que pour l'effet de la résistance du béton à la compression sont présentées dans les Figures I.66, I.67, I.68.

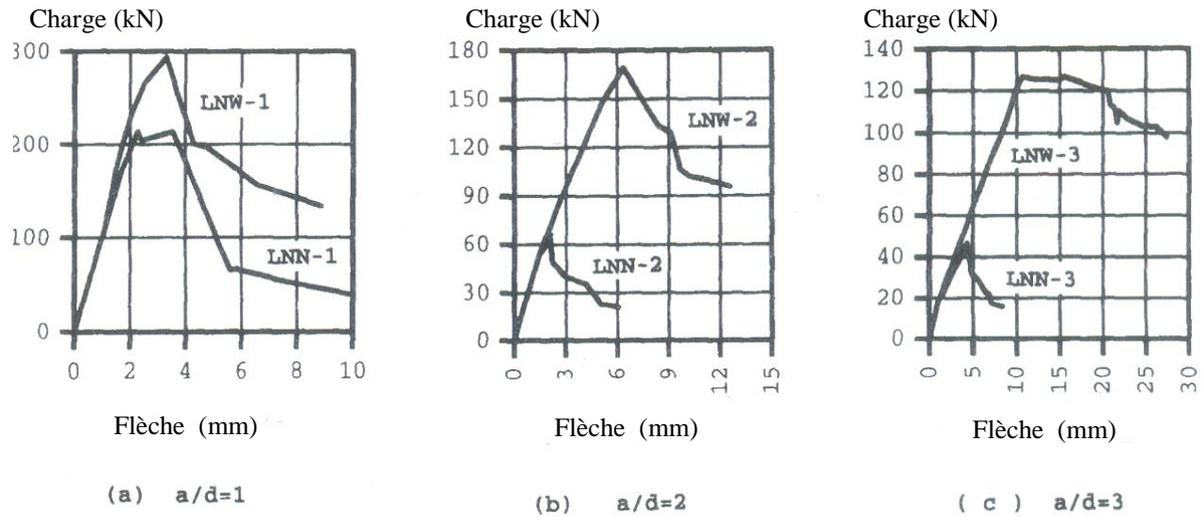


Figure I.66 Courbes Charge- Flèche à mi-travée pour un béton armé léger avec armatures transversales [76].

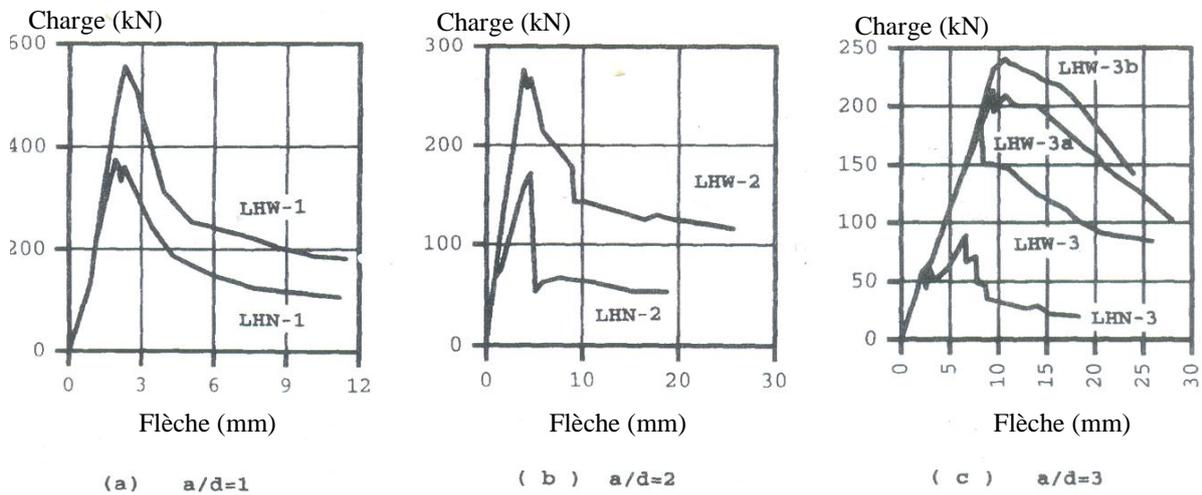


Figure I.67 Courbes Charge- Flèche à mi-travée pour un béton armé à haute résistance avec armatures transversales [76].

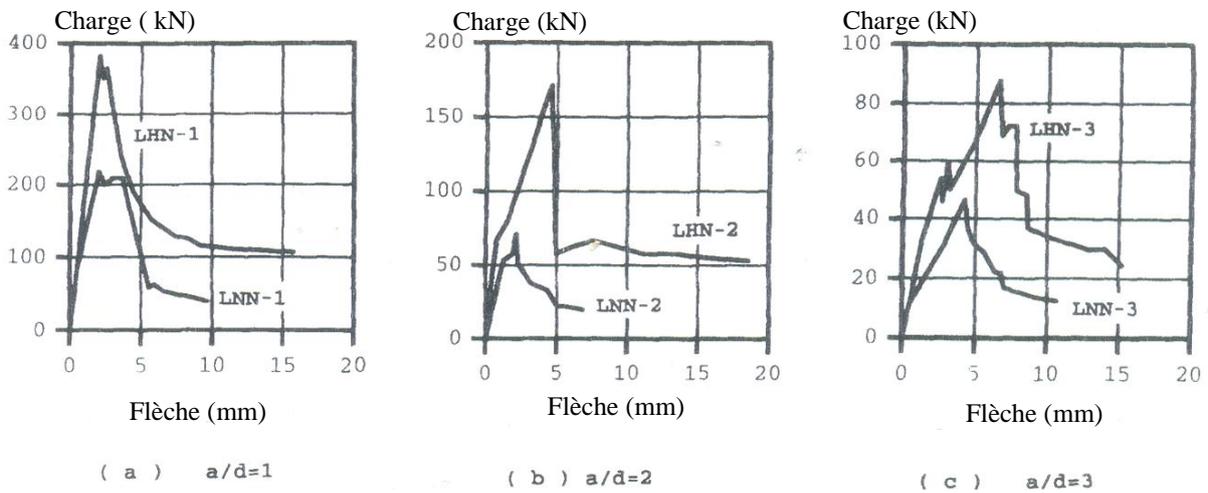


Figure I.68 Effet de la résistance du béton sur la flèche à mi-travée pour un béton léger sans armatures transversales [76].

Les courbes qui présentent l'effet du rapport (a/d) sur le comportement charge- flèche à mi-travée du béton armé léger et à haute résistance, avec et sans armatures transversales sont présentés sur les figures I.69 et I.70.

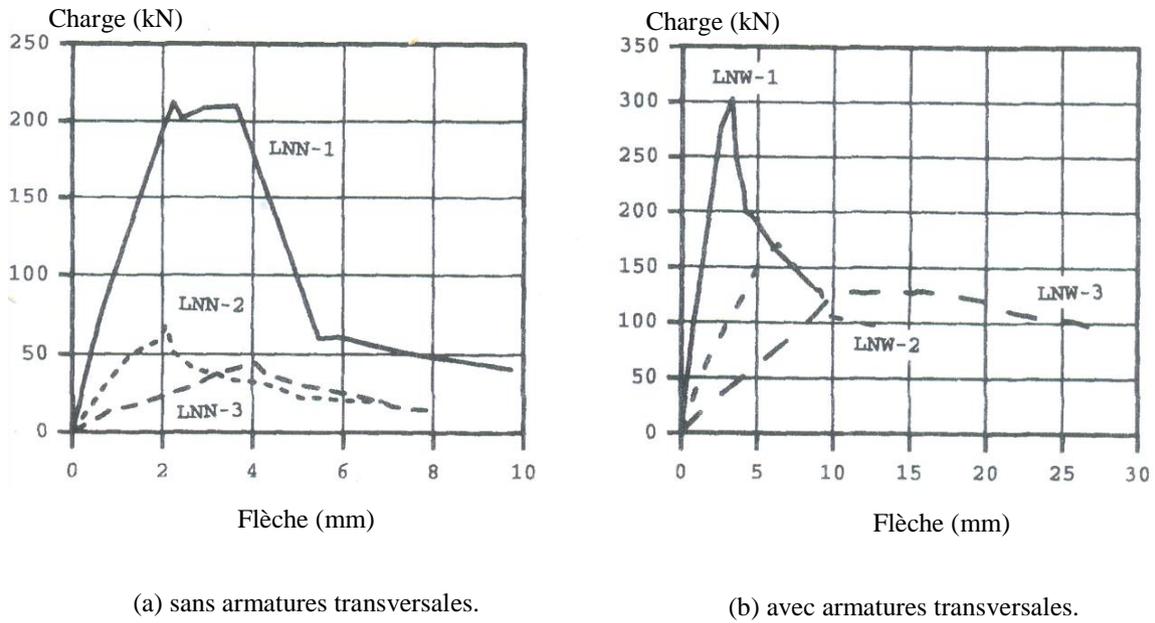


Figure I.69 Effet du rapport (a/d) sur la Charge- flèche pour un béton léger [76].

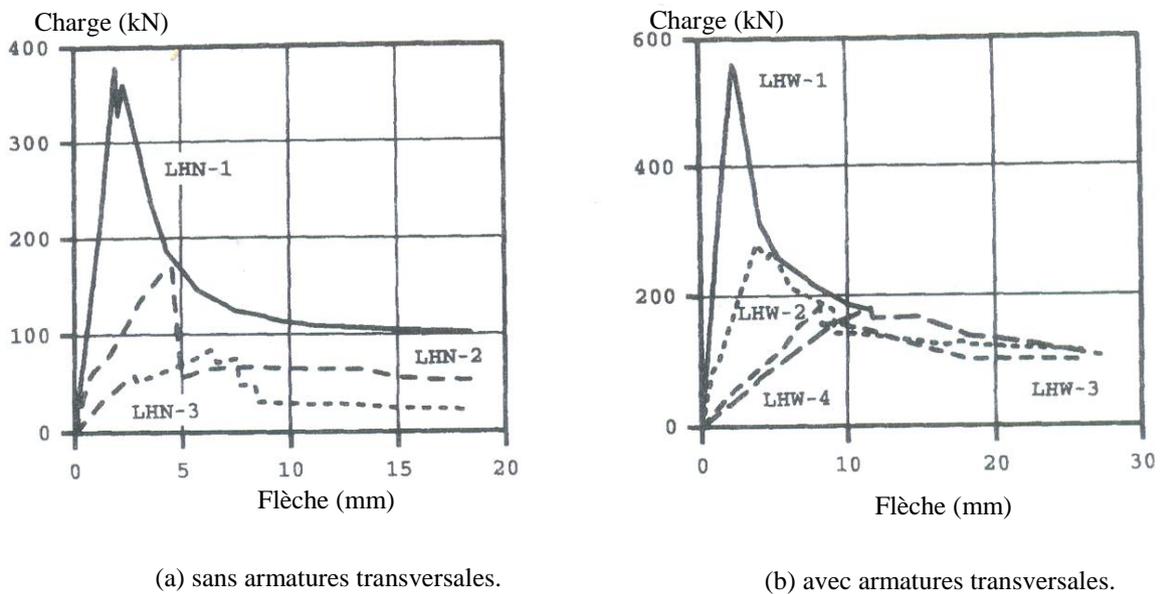


Figure I.70 Effet du rapport (a/d) sur la Charge- flèche pour un béton léger à haute résistance [76].

La courbe de la figure I.71 montre l'influence de la résistance à la compression du béton léger sur la ductilité au cisaillement des poutres avec et sans armatures transversales.

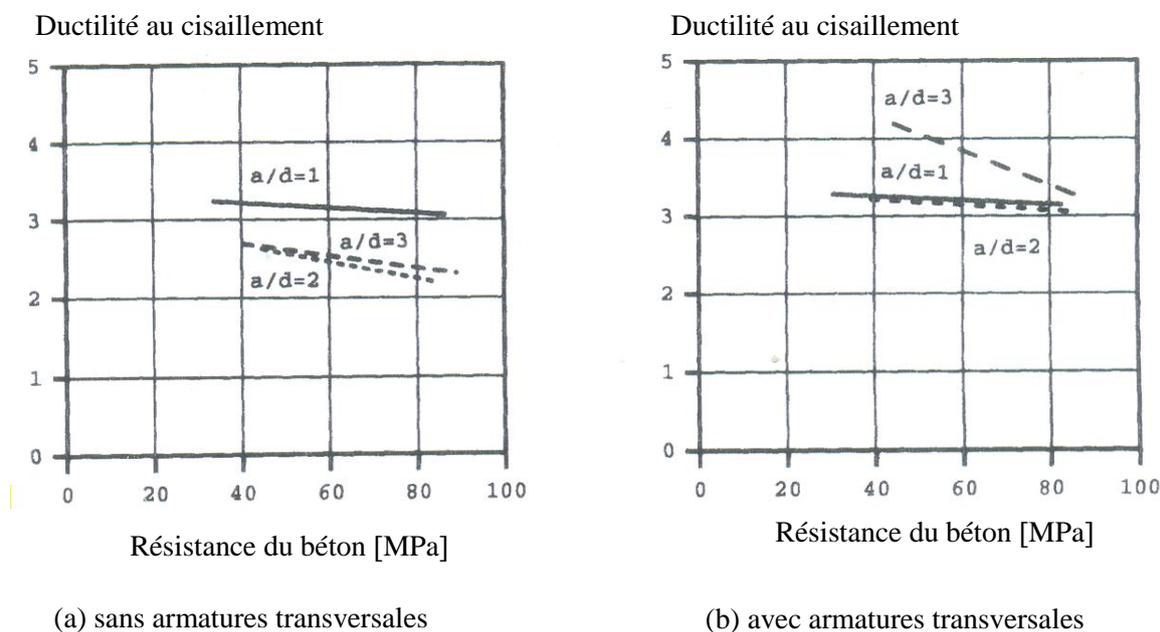


Figure I.71 Effet de la résistance du béton en compression sur la ductilité au cisaillement des poutres en béton armé léger [76].

Les conclusions tirées de cette étude expérimentale menée par S.H. Ahmed, Y. Xie & T.Yu [76] sont :

1- Pour les poutres avec ou sans armatures transversales (étriers), la ductilité au cisaillement décroît avec l'augmentation de la résistance du béton à la compression. Donc le cas qui donne une meilleure ductilité au cisaillement sont les poutres avec $a/d=3$ par rapport aux poutres avec $a/d=1$ ou 2.

2- L'augmentation du pourcentage des armatures transversales jusqu'à 0,51% a un effet négatif sur l'indice de ductilité au cisaillement pour un rapport $a/d=1$ par rapport aux poutres avec $a/d=2$ et 3, par contre l'augmentation des armatures transversales (étriers) de 0,51% à 0,65% pour les poutres avec un rapport $a/d=3$ l'indice de ductilité augmente de 25%.

3- Les caractéristiques de l'indice de ductilité au cisaillement, (post-pic) après le pic de déformations montre que les poutres avec $a/d=2$ présentent des valeurs inférieures par rapport aux poutres avec $a/d=1$ et 3.

4- Les poutres en béton armé avec un rapport $a/d=3$ présentent après le pic de déformations une phase plastique, lorsque le pourcentage des armatures transversales fournie était 5 fois plus élevé que le pourcentage minimale exigé par la section 11.1.2.1 du code ACI 318-89.

I.3.7 Fissuration et rupture par effort tranchant

Les mécanismes de rupture doivent être correctement décrits afin de pouvoir être pris en compte dans une quelconque modélisation et/ou expertise. La figure I.72 ci-dessous illustre la rupture d'une poutre par effort tranchant



Figure I.72 Rupture d'une poutre par effort tranchant.

En fonction de la qualité d'armatures longitudinales et transversales, de la forme de la section, du rapport l/h (l'élancement), de l'adhérence des armatures au béton et du mode d'ancrage des barres au dessus des appuis [54], nous distinguons les types de rupture suivantes :

I.3.7.1 Rupture par cisaillement et flexion

Une poutre est considérée endommagée par flexion si la quasi-majorité des fissures sont verticales. Des fissures très fines apparaissent au milieu de la poutre, sous l'effet du chargement. Celles-ci se propagent vers l'axe neutre et de nouvelles fissures se développent en même temps. Dans ce cas le mécanisme de rupture est ductile en raison de la plastification de l'armature métallique qui est soumise à la traction. La rupture se fait par flexion dans le cas où la résistance au moment fléchissant est inférieure à celle de l'effort tranchant.

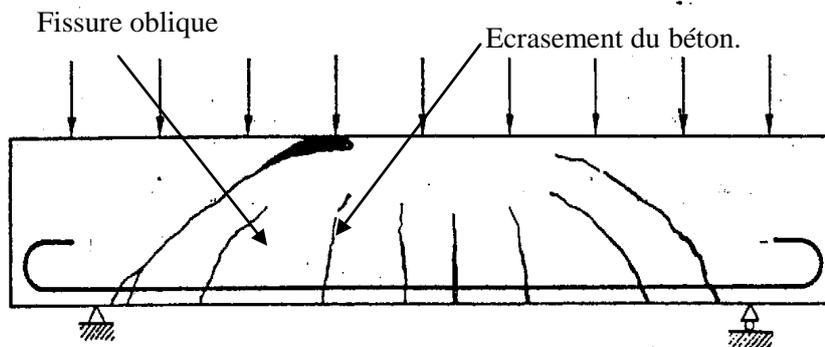


Figure I.73 Rupture par cisaillement et flexion [54].

I.3.7.2 Rupture par cisaillement et compression

Ce type de rupture commence de la même façon que la rupture précédente avec l'apparition d'abord des fissures dans la zone centrale. Suite à un niveau trop important de compression, il est observé l'écrasement du béton par séparation et glissement dans la zone de compression au dessus de l'extrémité de la fissure oblique. A cet endroit, une articulation se forme autour de laquelle a lieu une rotation des deux parties de la poutre séparées par la fissure oblique avec un glissement tangentiel simultané.

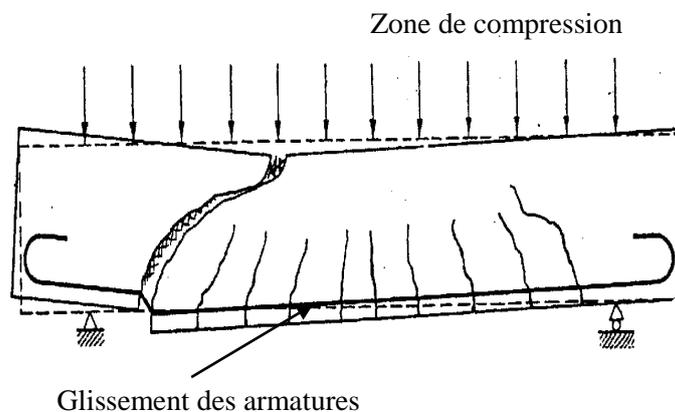


Figure I.74 Rupture par cisaillement et compression [54].

I.3.7.3 Rupture par cisaillement avec glissement

Ce mécanisme de rupture est reconnaissable par l'apparition des premières fissures obliques, l'élargissement de celles-ci augmente avec la charge et de nombreuses petites fissures inclinées s'ouvrent au niveau de l'armature principale, l'adhérence de l'acier au béton disparaît graduellement et finalement, l'épuisement de la capacité portante de l'élément est causé par le glissement des armatures principales dans l'ancrage au dessus de l'appui. Dans ce cas, les crochets des barres lisses provoquent des éclatements visibles sur les faces frontales de la poutre si l'armature locale transversale n'est pas convenablement choisie.

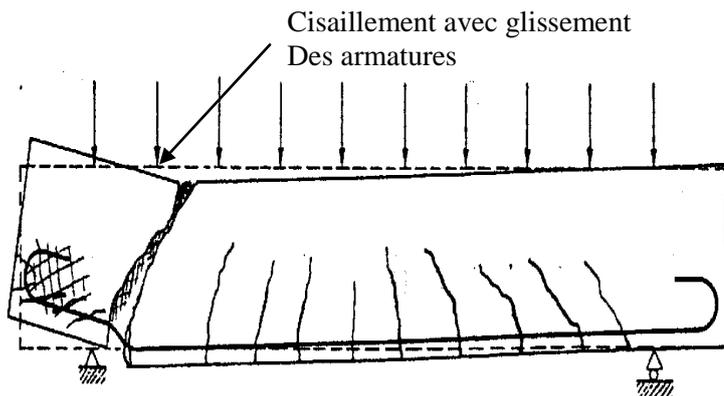


Figure I.75 Rupture par cisaillement et glissement [54].

I.3.7.4 Rupture par coupure

Ce type de rupture peut être observé dans le cas des poutres minces pour lesquelles l'effort tranchant est très important avec un faible moment fléchissant donc surtout quand une force concentrée est appliquée près de l'appui.

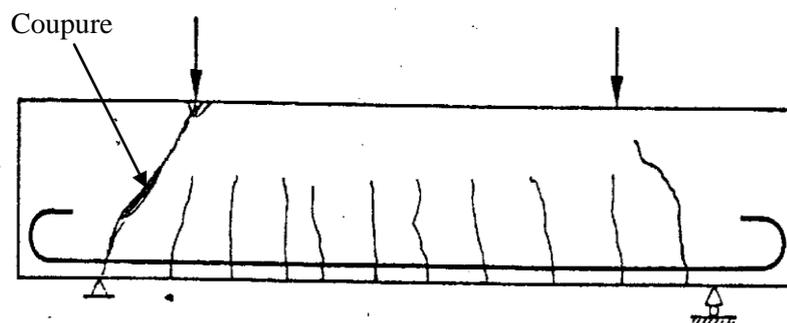


Figure I.76 Rupture par coupure [54].

I.3.7.5 Rupture par dépassement de la résistance du béton à la compression oblique.

Ce type de rupture apparaît dans les poutres en T, avec un hourdis comprimé large et avec une nervure mince fortement armée par des étriers, quand les contraintes de compression dans les bielles atteignant la résistance du béton à la compression. Dans ce cas, l'état limite est atteint par rupture des bielles de béton, les armatures transversales d'âme n'étant sollicitées qu'à environ la moitié de leur limite d'élasticité, sous une charge qui est bien inférieure à celle correspondant au moment de flexion ultime.

I.4 Utilisation pratique des bétons armés de fibres

I.4.1 Fondations

I.4.1.1 Fondations de machines

Leur résistance aux chocs, leur bonne résistance aux sollicitations dynamiques et l'isotropie des caractéristiques mécaniques des bétons armés de fibres pour reprendre des efforts d'orientation quelconque, les indiquent parfaitement pour ce type de fondation.

I.4.1.2 Fondations profondes

Pour remédier à la difficulté de mise en place des cages d'armature, le béton de fibres est utilisé afin de remplacer totalement ou partiellement les armatures traditionnelles. Dans le cas où la fondation doit résister à un fort moment fléchissant dans sa partie supérieure, des armatures traditionnelles peuvent être utilisées pour renforcer uniquement cette partie, ZHAN [46].

I.4.1.3 Poutres, linteaux, consoles

L'emploi des fibres permet de réduire l'armature d'effort tranchant ou la supprimer. L'armature principale peut également être supprimée dans les linteaux courts, T. CUYKENS [9].

I.4.1.4 Eléments préfabriqués

Les dégâts dus au transport sont limités suite à la résistance plus élevée au fendage, aux coups et à l'effritement. Pour les structures minces, les armatures exigent un recouvrement minimum de 20 mm pour limiter les risques de corrosion et de fissuration, or, celles-ci subissent rarement des efforts importants. L'utilisation des fibres permet de réduire le volume de béton, les structures sont donc plus légères, alors plus faciles à manipuler. Dans ce domaine, les fibres les plus utilisées sont les fibres de verre et de propylène. Leurs utilisations sont fréquentes pour les structures préfabriquées telles que :

- Les parois.
- Les éléments de façade,.
- Les traverses de chemins de fer.
- Les couvercles de caniveaux et de puits.
- Les barrières de sécurité.
- Les dalles de trottoir.
- Les tuyaux.
- Les poteaux des éclairages publics.

I.4.1.5 Dallages industriels

Les dallages en béton de fibres répondent mieux à l'exigence des sollicitations dynamiques et de poinçonnement que la solution traditionnelle en béton armé. Aussi dans le cas des dallages dégradés l'utilisation des fibres simplifie la mise en œuvre et améliore l'adhérence à la sous dalle par accrochage des fibres relevées par le brossage de la surface.

I.4.1.6 Travaux routiers

Leur bonne résistance aux chocs et à la fatigue a permis leur emploi courant dans la construction des routes et des pistes d'aéroport où les sollicitations dynamiques sont très fréquentes. La présence des fibres diminue aussi le retrait du béton.

I.4.1.7 Coques minces

Les contraintes de traction peuvent être mieux reprises. C'est souvent le diamètre des armatures, qui exige des conditions d'enrobage, qui détermine l'épaisseur des parois. Un renforcement par fibres d'acier permet la réalisation de coques plus minces.

I.4.1.8 Béton projeté

L'emploi des fibres dans le béton projeté est souvent utilisé pour les constructions minières et la construction de tunnels ou la stabilisation des pentes. Dans ce domaine les fibres métalliques sont généralement utilisées.

I.4.1.9 Ouvrages hydrauliques

L'utilisation du béton armé de fibres est une solution intéressante dans les cas suivants

- Les bétons mis en œuvre sous l'eau; La cohésion du béton apportée par les fibres permet la facilité de mise en œuvre.
- Les quais; la présence des fibres augmente la résistance aux chocs, au poinçonnement et à l'érosion.
- Les ouvrages ayant besoin d'une haute résistance à la cavitation.

I.4.1.10 Structures anti-explosives

D'après T. CUYKENS [9], les contraintes de cisaillement sont mieux reprises, la cohésion après fissuration, la résistance aux chocs, aux chocs thermiques et au fendage sont

accrues par l'utilisation des fibres en acier combinées avec des armatures traditionnelles, ce qui rend intéressante l'utilisation de tels bétons dans :

- Les enceintes nucléaires.
- Les constructions de protection (par exemple les réacteurs nucléaires, les réservoirs).
- Le remplissage des joints entre éléments préfabriqués.

I.5 Conclusion

L'incorporation des fibres dans le béton trouve tout son intérêt dans l'apport en ductilité dans le comportement post-rupture du matériau aussi bien en compression qu'en traction. Par contre, elle a peu d'effet sur la résistance à la compression et le module initial du béton et augmente la résistance à la traction. Les essais sur des pieux en vraie grandeur, de différentes natures, ont montré un comportement équivalent entre les pieux classiques armés selon un minimum forfaitaire et les pieux renforcés par des fibres métalliques. Ces résultats [46] ont mis en évidence le caractère ductile des pieux en béton de fibres par rapport à ceux en béton armé.

Le pourcentage en volume des fibres n'influe pas de façon significative sur la porosité et la perméabilité du composite, bien que les fibres accélèrent le départ de l'eau. Le retrait est diminué, cela est vrai aussi bien au jeune âge que pour le retrait après 24 heures. De plus la présence des fibres augmente la résistance à la fatigue et améliore le comportement en sollicitations dynamiques. Le béton de fibres résiste bien aux chocs. Concernant le comportement du composite au cisaillement, les essais ont montré que la résistance au cisaillement est améliorée de façon significative, de plus le caractère ductile du composite vis-à-vis du cisaillement a été mis en évidence.

Quant à la fabrication d'un béton armé de fibres, cela pose certains problèmes. Cependant, une diminution de la quantité des gros granulats, une limitation de la dimension du plus gros granulats (inférieure à la longueur de la fibre), une limitation du dosage en fibres (en effet les dosages en fibres utilisés dans les différentes applications des bétons armés de fibres reste inférieure à 2 %) et une séquence de malaxage adaptée permettent d'obtenir un béton de qualité.

La facilité de mise en œuvre du béton de fibres permet un gain de productivité et élimine les difficultés d'exécution dans le cas de certains éléments structuraux tels que les pieux, les éléments minces, les éléments exécutés sous l'eau.

DEUXIEME PARTIE : ETUDE EXPERIMENTALE

INTRODUCTION

L'essor que connaissent les bétons armés de fibres est l'impact d'une activité intellectuelle, oeuvrant depuis une quarantaine d'années [7,46,48,49,58,59,63,64,65], pour perfectionner ces matériaux.

Les bétons armés de fibres ont fait preuve de diligence et efficacité, fait qui a contraint les industriels à les utiliser d'une façon extrême, non seulement dans les domaines des dallages industriels, dans celui du béton projeté pour la fabrication des tunnels, et pour la réparation des canalisations d'assainissements, mais aussi dans ceux concernant les chaussées d'autoroutes et de parkings d'aérodromes, L'utilisation de ce matériau, eu égard à sa résistance aux chocs et à l'abrasion, peut être amplifiée pour envahir d'autres domaines.

Dans la présente étude expérimentale, nous nous intéressons à des fibres « locales » pour le renforcement du béton. Ces fibres proviennent des déchets d'usinage des pièces en acier sous forme de « copeaux ». La première partie de ce travail, consiste en la caractérisation expérimentale du comportement mécanique des fibres ondulées (copeaux), sous sollicitations statiques (Traction uni axiale) afin de déterminer la résistance maximale à la rupture de la fibre et à l'arrachement, dans la deuxième partie, des essais au maniabilimètre de LCPC ont été effectués pour étudier l'ouvrabilité du béton renforcé de ces fibres. Après confection des éprouvettes en faisant varier le pourcentage de fibres « 0,2 ; 0,4 ; 0,6 ; 0,8 ; 1 et 1,5% » et en modifiant le rapport S/G (0,64 ; 0,8 ; 1 et 1,4), puis dans la troisième partie de cette étude expérimentale, des essais mécaniques (traction direct, compression, flexion et des essais aux cisaillement (résistance à l'effort tranchant) ont été réalisées, sur ces mêmes pourcentages de fibres, nous avons réalisés sur ces même éprouvettes 28 jours après leur confection. Pour chaque pourcentage de fibres, nous avons réalisé quatre gâchés avec des compositions de béton variables en modifiant le rapport S/G, et pour chaque gâché nous avons confectionné trois éprouvettes pour réaliser les essais.

CHAPITRE II : CARACTERISATION DU COMPORTEMENT MECANIQUE DES FIBRES ONDULEES EN SPIRALES ISSUES DES DECHETS D'USINAGE DES PIECES EN ACIER.**II.1 Introduction**

L'utilisation des fibres pour le renforcement du béton est, notamment en traction, très intense dans le domaine des dallages industriels et dans celui du béton projeté dans le cas des tunnels et la réparation des canalisations de gros diamètre [57] [58] [59].

Cette étude consiste en la caractérisation expérimentale du comportement mécanique des fibres ondulées (copeaux), sous sollicitations statiques (Traction uni axiale) afin de déterminer la résistance maximale à la rupture de la fibre et à l'arrachement. L'intérêt réside dans l'optimisation de la longueur des fibres ainsi que le nombre d'ondulation à utiliser dans une matrice cimentaire, qui permettra d'améliorer les performances mécaniques en particulier la résistance.

II.2 Etude expérimentale

Les copeaux sont découpés selon trois longueurs (30, 40 et 50 mm) et pour chaque longueur, le nombre d'ondulations ou plutôt spirales est de 3, 6 et 8. Le nombre d'essais réalisés est de 3 pour chaque type de combinaison (longueur et nombre de spirales). Les essais consistent à réaliser des essais de traction directe à déformation contrôlée. On donne dans ce qui suit La valeur caractéristique de la contrainte à de rupture, et les courbes obtenues ainsi que les confrontations effectuées.

II.2.1 Géométrie de la fibre et système d'ancrage

Les fibres utilisées proviennent des déchets d'usinage des pièces en acier. Elles sont récupérées à la société nationale des véhicules industriels en Algérie (SNVI). Leur forme géométrique et ondulée en spirales leur confère un ancrage parfait dans la matrice cimentaire. Une vue de ces copeaux est donnée à la figure II.1. La largeur, diamètre et l'épaisseur des fibres sont données respectivement comme suit : $l=2$ mm, $\phi = 7$ mm et $e=0,5$ mm. Les deux extrémités des copeaux ont été ensimées à l'aide d'une résine de fibres de verre dans un moule spécial a fin d'améliorer leur ancrage dans les mors de serrage de la presse hydraulique lors de l'essai de traction sur la fibre elle-même (voir figure II.2).

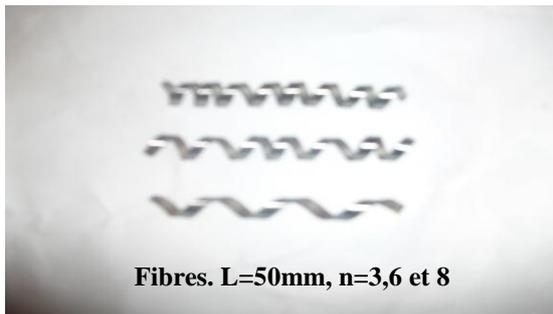
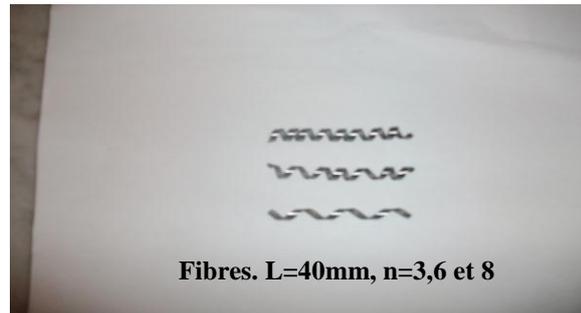
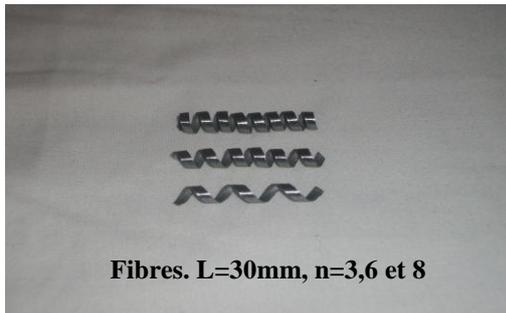


Figure II.1 Vue des copeaux.



Figure II.2 préparation du système d'ancrage dans le moule à laide de la résine.

II.2.2 Appareillage et essai

Les essais sont réalisés sur une presse hydraulique à déformation contrôlée de type Ibertest (au laboratoire de modélisation des matériaux et structures de génie civil à l'université M.M. de Tizi-ouzou en Algérie). La presse est équipée d'une chaîne d'acquisition et de commande de contrôle numérique (voir vue donnée à la figure II.3). Les caractéristiques géométriques sont introduites automatiquement et la longueur utile de la fibre est 100 mm. La vitesse de chargement est de 20 mm/mn.



Figure II.3 Vue de dispositif d'essai.

II.2.3 Présentation des résultats

Les courbes moyennées (trois essais pour chaque longueur), représentant la contrainte en fonction de la déformation pour chaque série d'essais (longueur de 30, 40 et 50 mm) et pour un nombre d'ondulations de 8, 6 et 3 pour chaque série, sont données aux figures (II.4, II.5 et II.6).

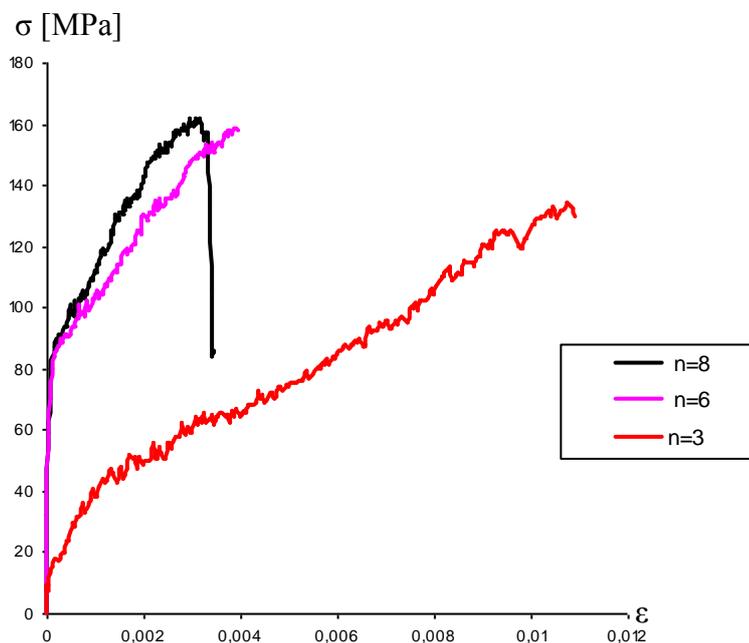


Figure II.4 Contrainte- Déformation $\sigma=f(\epsilon)$ pour $L= 30$ mm.

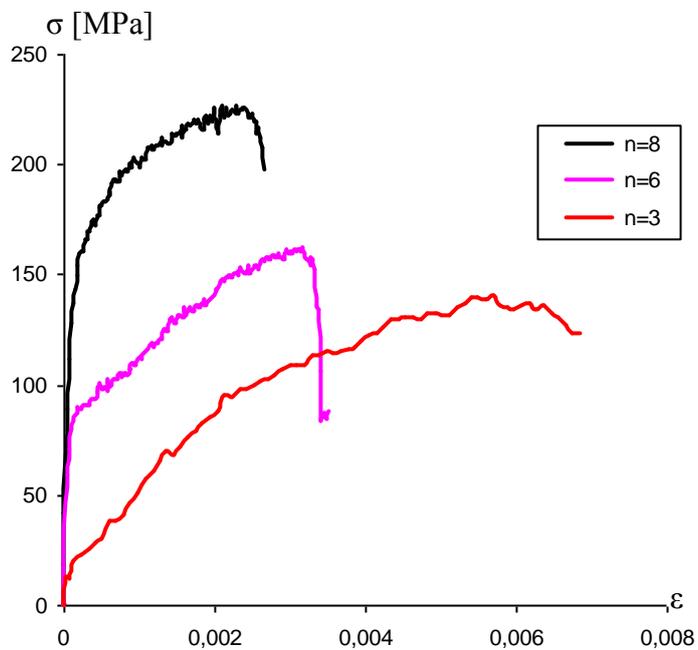


Figure II.5 Contrainte- Déformation $\sigma=f(\epsilon)$ pour $L= 40$ mm.

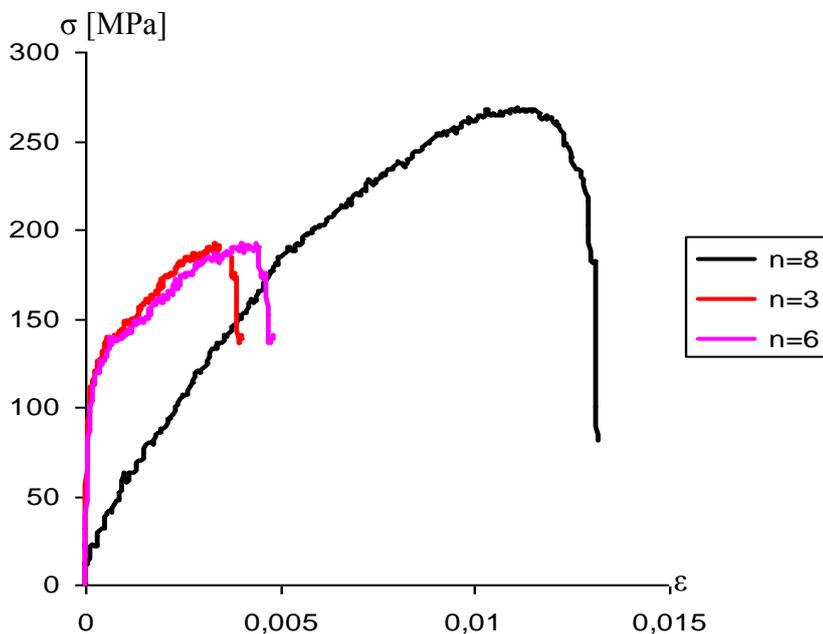


Figure II.6 Contrainte- Déformation $\sigma=f(\epsilon)$ pour $L= 50$ mm.

On donne sur la figure II.7 suivante la superposition des courbes moyennes contrainte - déformation pour les trois longueurs considérées et pour un nombre d'ondulations égales à 8.

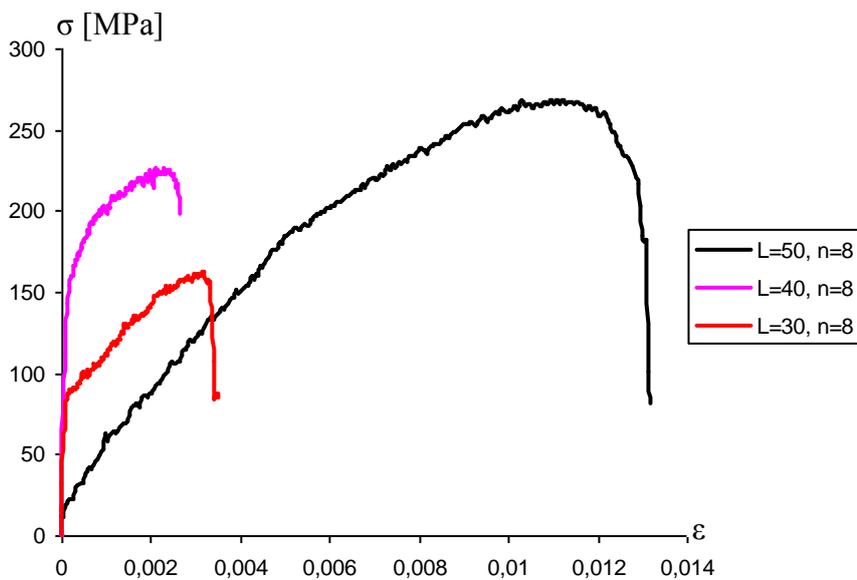


Figure II.7 Superposition des courbes $\sigma = f(\epsilon)$ pour les trois longueurs.

Lors de l'essai, on constate que les ondulations de la fibre s'ouvrent progressivement jusqu'à aplatissement de la fibre. Au-delà, on observe une rupture ductile de l'acier. La résistance à la traction augmente en fonction du nombre d'ondulations : elle atteint $R_m = 268$ MPa pour une longueur $L = 50$ mm et $n = 8$ (ondulations).

II.3 Conclusion

Cette étude nous a permis de mettre en évidence l'influence de la longueur des fibres et du nombre d'ondulations sur leur résistance en traction. Il apparaît que la meilleure résistance est atteinte pour une longueur de 50 mm avec 8 ondulations.

Lors de l'essai de traction, les ondulations ont plutôt tendance à s'aplatir avant que l'acier de la fibre s'allonge.

Pour la suite des essais la longueur des fibres ainsi que le nombre d'ondulation à prendre dans une matrice cimentaire est $L = 50$ mm, $n = 8$ ondulations.

CHAPITRE III : ETUDE DE LA COMPOSITION DU BETON

III.1.1 Introduction

Les bétons sont des matériaux de construction qui contiennent du ciment, de l'eau, du sable, des granulats et des adjuvants (retardateurs ou accélérateurs de prise, réducteurs d'eau...etc.). Ils peuvent être très différents les uns des autres selon la nature, les pourcentages des constituants, le malaxage et la mise en œuvre.

Le béton est constitué de :

- Liant (ciment ou chaux).
- Eau.
- Sable.
- Granulats.
- Adjuvants.

III.1.2 Les liants

Le ciment est un liant hydraulique qui se présente sous forme de poudre minérale s'hydratant en présence d'eau. Il forme une pâte qui fait prise et qui durcit progressivement à l'air. C'est le constituant fondamental du béton puisque c'est lui qui joue le rôle de cohésion des différents constituants.

Généralement, on peut utiliser:

- Les ciments normalisés (gris ou blanc).
- Les ciments spéciaux (alumineux fondu, prompt,).
- Les liants à maçonner.
- Les chaux hydrauliques naturelles.

Le ciment utilisé pour la confection de nos éprouvettes est de type CPJ-CEMII/B dans la classe 42,5.

III.1.3 Les sables

Les sables utilisés sont les sables appelés "sable normalisé". Les sables de bonne granulométrie doivent contenir des grains fins, moyens et gros. Les grains fins se disposent dans les intervalles entre les gros grains pour combler les vides. Ils jouent un rôle important:

ils réduisent les variations volumiques, les chaleurs dégagées. Les dosages se feront en poids plutôt qu'en volume comme c'est souvent le cas, afin d'éviter les erreurs de dosage, par suite de l'augmentation de volume de sable humide.

Ils peuvent être:

- Naturels et roulés (de rivières, de sablières, ...), de nature siliceuse ou silico-calcaire.
- Naturels concassés (roches de carrières), comme des basaltes, porphyres, quartzites.
Ils sont anguleux et durs.
- Spéciaux (lourds, réfractaires, légers):
 - Sable de laitier.
 - Sable d'oxydes de fer, de chromite.
 - Sable de briques concassées.

Certains sables sont à éviter, notamment les sables très fins, les sables crus qui manquent de fines et les sables de dunes ou de mer qui contiennent des sels néfastes pour les constituants des ciments, par contre ils doivent être propres.

Le diamètre maximum des grains de sable utilisés pour les mortiers est:

- Extra-fins: jusqu'à 0,8 mm (en tamis), soit 1 mm (en passoire).
- Fins: jusqu'à 1,6 mm.
- Moyens: jusqu'à 3,15 mm.
- Gros: jusqu'à 5 mm.

Le sable que nous avons utilisé pour notre mélange provient de l'oued de diamètre maximum de 0,3 mm.

III.1.4 Les granulats

Les granulats doivent avoir une bonne granulométrie dans le diamètre varie du plus petit au plus gros.

Ils peuvent être :

- Naturels et roulés (de rivières, de sablières,...), de nature siliceuse ou silico-calcaire.
- Naturels concassés (roches de carrières), comme des basaltes, porphyres, quartzites.
Ils sont anguleux et durs.

Les granulats peuvent se classer selon les diamètres :

- Petits : de 3 à 8 mm (en tamis), soit 1mm (en passoire).
- Moyens : de 8 à 15 mm.
- Gros : de 15 à 25 mm.
- Très gros : de 25 à 40 mm.

Les granulats que nous avons utilisés, sont de natures roulées et proviennent de l'Oued Sébaou de Tizi-Ouzou. Leur diamètre varie de 3 à 20 mm.

III.1.5 Les adjuvants

Les adjuvants sont des produits chimiques incorporés au béton frais en faible quantité. Ils améliorent les propriétés des bétons et des mortiers auxquels ils sont ajoutés. Les principaux adjuvants sont :

- Les plastifiants (améliorent la maniabilité et sont réducteurs d'eau).
- Les entraîneurs d'air (permettent la formation des micros bulle d'air dans le béton durci).
- Les modificateurs de prise (retardateurs, accélérateurs).
- Les hydrofuges.

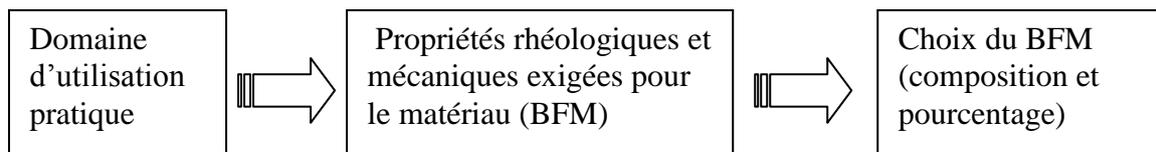
Le plastifiant que nous avons utilisé est un super plastifiant haut réducteur d'eau appelé MEDAFLOW 30. Il est conçu à base de poly carboxylates qui améliorent considérablement les propriétés du béton. Ce plastifiant ne présente pas d'effet retardataire.

III.2 Analyse granulométrique

La composition du béton a pour but de déterminer les proportions des divers constituants (ciment, eau, sable, graviers) en produisant un béton dont l'ouvrabilité est compatible avec les moyens de mise en œuvre et qui possédera, après durcissement, les meilleurs caractéristiques (bonne étanchéité, bonne résistance mécanique, faible retrait, bonne durabilité...).

Pour définir ces proportions, on doit passer tout d'abord à l'essai de l'analyse granulométrique puis choisir une méthode de composition de béton parmi celles proposées par des spécialistes tels que Bolomey, Faury, Vallette, Dreux-Gorisse, Joisel...etc.

L'analyse granulométrique sert à déterminer la distribution en poids des particules d'un matériau suivant leurs dimensions. L'ample intérêt que montrent beaucoup de domaines, pour les BFM, implique que leur adaptation pour chacun de ces domaines est impérative. C'est la raison qui fait que l'optimisation de la composition des BFM doit être pertinente et satisfaisante aux exigences de la fonction qu'ils doivent remplir. Ainsi le squelette granulaire doit être optimisé en fonction du type et du pourcentage en fibres incorporées. Cette démarche méthodologique peut être schématisée comme suit :



III.2.1 Principe de l'essai

L'essai consiste à fractionner, au moyen d'une série de tamis, un matériau en plusieurs catégories de grains décroissantes.

III.2.2 Equipements utilisés

- Des tamis de différents diamètres.
- Un échantillon de 3000 g pour chaque matériau.
- Une balance de 5 kg, pesant au gramme près.
- Une étuve thermostatée.
- Un vibro-tamis électrique.

III.2.3 Description de l'essai

Les granulats utilisés pour préparer le béton sont de forme roulée, leur diamètre est de 0/3, 3/8 et de 8/15. Une fois ces matériaux sont lavés, ils seront après, séchés à l'étuve à une température maximale de 105°C. On emboîte les tamis les uns sur les autres dans un ordre décroissant du front de la colonne vers le bas. En partie inférieure, on dispose un fond étanche qui permettra de récupérer les fillers. Un couvercle sera disposé en haut de la colonne afin d'interdire toute perte de matériau pendant le tamisage. On appellera tamisât le poids de matériau passant à travers un tamis donné et refus le poids de matériau retenu par ce même tamis.

Le matériau étudié est versé en haut de la colonne de tamis et celle –ci est vibrée à l’aide de la tamiseuse électrique. On considère que le tamisage est terminé lorsque le refus ne varie pas.

Le refus du tamis ayant la plus grande maille est pesé. Soit R_1 , la masse de ce refus. Le refus du tamis immédiatement inférieur est pesé avec le refus précédent. Soit R_2 , la masse des deux refus. Cette opération est poursuivie pour tous les tamis pris dans l’ordre des ouvertures décroissantes. Ceci permet de connaître la masse des refus cumulés R_n , aux différents niveaux de la colonne de tamis. Le tamisât présent sur le fond de la colonne de tamis est également pesé.

Les résultats des différents tamisages sont présentés dans les tableaux (III.1, III.2, III.3) suivants :

Dimension des tamis en (mm)	Refus (en g)	Refus cumulé (en g)	Refus cumulé (%)	Tamisât cumulé (%)
5	11.4	11.4	0.76	99.24
2.5	129.8	141.2	9.41	90.59
1.25	445.1	586.3	39.08	60.92
0.63	350.0	936.3	62.42	37.58
0.315	353.0	1289.3	85.95	14.05
0.16	157.3	1446.6	96.44	3.56
0.08	14.2	1460.08	97.39	2.61
Fond	38.6	1499.4	99.96	0.04

Tableau III.1 Analyse granulométrique du sable.

Dimension des tamis (en mm)	Refus (en g)	Refus cumulé (en g)	Refus cumulé (%)	Tamisât cumulé (%)
10	149.7	149.7	4.99	95.01
8	597.2	746.9	27.90	75.10
6.3	881.3	1628.2	54.27	45.73
5	793.4	2421.6	80.72	19.28
4	265.1	2686.7	89.56	10.44
3.15	222.8	2909.5	96.98	3.02
2.5	21.8	2931.3	97.71	2.29
Fond	68.3	2999.6	99.99	0.03

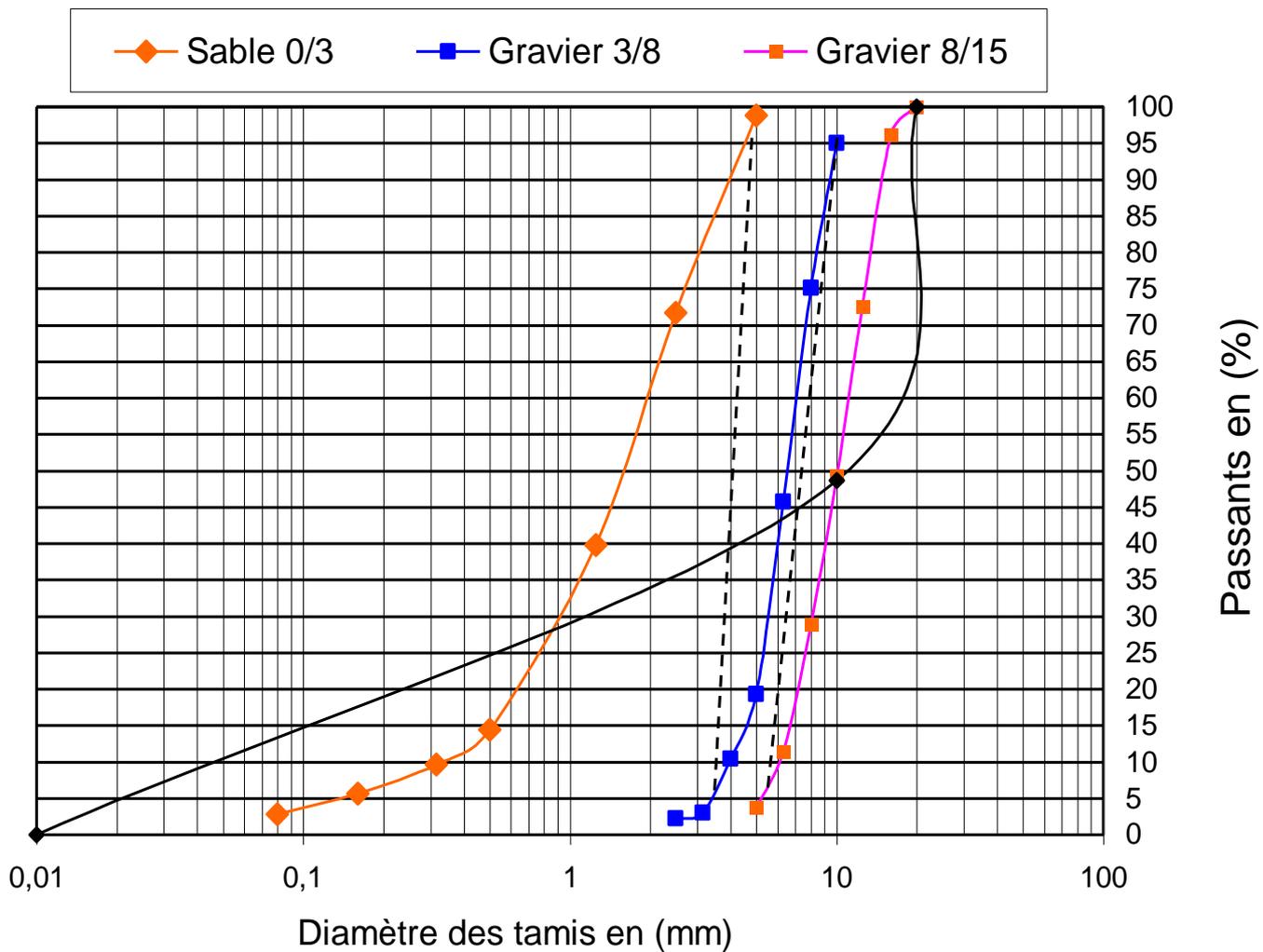
Tableau III.2 Analyse granulométrique pour le gravier (3/8).

Dimension des tamis en (mm)	Refus (en g)	Refus cumulé (en g)	Refus cumulé (%)	Tamisât cumulé (%)
20	0	0	0	100
16	113.2	113.2	3.77	96.23
12.5	711.7	824.9	27.50	72.50
10	696.1	1521	50.70	49.30
8	611.8	2132.8	71.09	28.91
6.3	525.4	2658.2	88.61	11.39
5	231.7	2889.9	96.33	3.67
Fond	110.1	3000	100	0

Tableau III.3 Analyse granulométrique pour le gravier (8/15).

Les valeurs des différents tableaux ci-dessus nous permettent de tracer les courbes granulométriques pour chaque type de granulats, voir figure III.1.

Figure III.1 Courbe Granulométrique.



III.2.4 Module de finesse

C'est le centième de la somme des refus (exprimé en pourcentage de poids) aux tamis de : 0,16 ; 0,315 ; 0,63 ; 1,25 ; 2,5 ; 5 mm.

Le module de finesse est particulièrement appliqué aux sables dont il est une caractéristique importante.

$$M. F \text{ d'un sable} = \text{refus sur les tamis} = \frac{0.16, 0.315, 0.63, 1.25, 2.5, 5 \text{ mm}}{100}$$

$$M. F = \frac{96.44 + 85.95 + 62.42 + 39.08 + 9.41 + 0.76}{100} = 2,94$$

On peut noter que c'est un sable grossier qui correspond à des sables à utiliser pour la recherche de résistances élevées.

III.3 Composition de béton par la méthode de Dreux-Gorisse

Cette méthode a été retenue pour sa simplicité à déterminer les différents composants du béton [62].

III.3.1 Résistance visée

Par sécurité, la résistance visée doit être majorée de 15% par rapport à la résistance que l'on souhaite obtenir. Ainsi, la résistance visée doit être obtenue comme suit :

$$\sigma'_{28j} = \sigma_{28j} + 0.15\sigma_{28j} \quad \text{Soit :} \quad \sigma'_{28j} = 1.15\sigma_{28j}$$

La résistance désirée pour un béton témoin à 28 jours est telle que : $\sigma_{28j} = 25MPa$

La résistance visée est telle que : $\sigma'_{28} = 1.15\sigma_{28}$, soit : $\sigma'_{28} = 1.15 \times 25 = 28.75MPa$

III.3.2 Dosage en ciment et eau

La formule ci-dessous permet ainsi le calcul de la résistance à la compression visée à 28 jours :

$$f'_c = G.F_{CE} \left(\frac{C}{E} - 0.5 \right)$$

Avec :

$$\frac{C}{E} = \frac{f'_c}{G.F_{CE}} + 0.5$$

$f'_c = \sigma'_{28}$ Résistance visée à 28 jours.

S_c : Classe vraie de ciment en MPa.

G : Coefficient granulaire.

C : Dosage en ciment (Kg de ciment/m³ de béton).

E : Dosage en eau potable (Kg d'eau/m³ de béton ou litre d'eau/m³ de béton).

❖ Choix approprié du coefficient granulaire G :

G est un coefficient granulaire sans dimension dont la valeur est choisie dans le tableau II.4 ci-après établi par George DREUX [62].

Qualité granulats	Dimension D des granulats		
	$D \leq 16\text{mm}$	$25 \leq D \leq 40\text{mm}$	$D \geq 63\text{mm}$
Excellente	0,55	0,60	0,65
Bonne, courante	0,45	0,50	0,55
Passable	0,35	0,40	0,45

Tableau III.4 Valeurs approximatives du coefficient granulaire.

Les granulats utilisés ont un diamètre inférieur à 16 mm, ce qui donne le coefficient granulaire $G=0.45$, avec une bonne qualité.

❖ Choix de la classe vraie de ciment

Parmi la liste des ciments disponibles sur le marché des matériaux de construction, nous avons retenu le ciment CEM CPJII42.5. Sa classe vraie est estimée à 47.5 MPa.

Le rapport est donné par : $\frac{C}{E} = \frac{28.75}{0.45 \times 47.5} + 0.5 = 1.84$

❖ Dosage en ciment par m³ de béton :

Connaissant le rapport $\frac{C}{E}$ et l'affaissement au cône d'ABRAMS souhaité A , on en

déduit, grâce à l'abaque, $\frac{C}{E}$ en fonction de A , le dosage en ciment C correspondant:

$$\left. \begin{array}{l} \frac{C}{E} = 1.84 \\ A = 8 \text{ cm} \end{array} \right\} \rightarrow \text{l'abaque donne la valeur du dosage en ciment : } C = 380 \text{ Kg (voir Figure III.2)}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{C}{E} = 1.84 \\ C = 380 \end{array} \right\} \rightarrow \text{on en déduit la valeur de } E \text{ qui est : } E = 206.52 \text{ Kg}$$

❖ Tracé de la courbe granulaire de référence

Sur le même graphe d'analyse granulométrique, Type AFNOR (pourcentage des tamis en fonction du module ou diamètre des tamis) déjà obtenu, voir (figure III.8), on trace une composition granulaire de référence OAB avec :

Le point O est repéré par ses coordonnées: [0.080 ;0]

Le point B est repéré par ses coordonnées: [D;100], (D : le diamètre du plus gros granulat).

Le point de brisure A a des coordonnées:

En abscisse :

- Si $D \leq 20\text{mm}$ l'abscisse est de $D/2$
- Si $D > 20\text{mm}$ l'abscisse est située au milieu limité par le module 38 (5 mm) et le module correspondant à D. Le plus gros granulat est $D = 16\text{mm}$, donc le point de brisure a pour abscisse: $D/2 = 8\text{mm}$.

En ordonnée :

$$Y = 50 - \sqrt{D} + K$$

K est un terme correcteur qui dépend du dosage en ciment, de l'efficacité du serrage, de la forme des granulats roulés ou concassés et le module de finesse de sable.

Comme le module de finesse de sable M_f vaut 2.94, celui-ci est classé comme un sable grossier, la valeur du coefficient de correction K sera calculée par la formule suivante :

$$K = 6M_f - 15 \text{ Soit } K = 2.64$$

$$d'où, Y = 50 - \sqrt{16} + 2.94 = 48.64$$

Ainsi, les coordonnées du points de brisure A sont : [8 ; 49].

❖ La ligne de partage

La ligne de partage joint le point d'ordonnée 95% de la courbe granulaire du plus petit granulats au point d'ordonnée 5%, de la courbe granulaire du plus gros granulats. Le point d'intersection entre cette ligne et la courbe théorique du mélange optimum indique les proportions en pourcentage de volume absolu de sable et gravier. Ces proportions sont lues sur le pourcentage de tamis correspondant à ce point d'intersection. Ce pourcentage indique la proportion de sable, le complément donne la proportion de gravier.

On obtient donc un mélange optimal avec un volume absolu de 38.5 % de sable 0/3 et 71.5% de gravier (Gravier 3/8: 6.5 %+ Gravier 8/5 : 55 %). Sur la courbe granulométrie, les points d'intersection entre les lignes de partage et la courbe OAB donnent les pourcentages des granulats suivants :

- Sable 0/3 : 38.5 %
- Gravier 3/8 : 6.5 %
- Gravier 8/5 : 55 %

❖ Coefficient de compacité

Il est défini comme le rapport des volumes absolus en litres des matières solides

$$V_M = V_S + V_G + V_C$$

au volume total du béton frais soit un mètre cube :

$$\gamma = \frac{V_M}{1000}$$

En utilisant le tableau valeurs du coefficient de compacité [62] et après interpolation pour un diamètre maximum de granulats égal à 16 mm, on trouve une valeur de $\gamma = 0.8146$. Nous avons retenu une valeur de γ telle que : $\gamma = 0.81$.

III.3.3 Dosage des Granulats

Les dosages en volume de chacun constituant du béton sont donnés par les relations ci-dessous :

- Volume absolu du ciment : $V_C = \frac{m_C}{\gamma} = \frac{380}{3.1} = 122.58$ litres

Avec : m_C : dosage (en masse) de ciment

$\gamma = 3.1$ g/ml: masse volumique

- Volume absolu des granulats (l'ensemble) :

$$V_G = 1000\gamma - V_C = 1000 \times 0.81 - 122.58 = 687.42 \text{ litre}$$

- Volume absolu du sable : $V_S = \frac{V_G \times 38.5}{100} = \frac{687.42 \times 38.5}{100} = 264.66 \text{ litre}$
- Volume absolu du gravier 3/8 : $V_{G3/8} = \frac{V_G \times 6.5}{100} = \frac{687.42 \times 6.5}{100} = 44.68 \text{ litre}$
- Volume absolu du gravier 8/15 : $V_{G8/15} = \frac{V_G \times 55}{100} = \frac{687.42 \times 55}{100} = 378.08 \text{ litre}$

Les dosages en masse des éléments secs (granulats, sable) pour 1 m^3 de béton sont donnés par :

- Masse de sable. $M_S = V_S \times \gamma_S = 264.66 \times 2.65 = 701.35 \text{ kg}$
- Masse de graviers 3/8. $M_{G3/8} = V_{G3/8} \times \gamma_{G3/8} = 44.68 \times 2.61 = 116.61 \text{ kg}$
- Masse de graviers 8/15. $M_{G8/15} = V_{G8/15} \times \gamma_{G8/15} = 378.08 \times 2.58 = 975.45 \text{ kg}$

Pour préparer 1 m^3 de béton, il faudra donc les masses suivantes (voir tableau III.5) :

Constituants	Masse (kg)
Sable 0/3	701,35
Gravier 3/8	116,61
Gravier 8/15	975,45
Ciment CPJ CEM II/A 42.5 (c)	380
Eau (E)	206,52

Tableau III.5 Constituants du béton pour un volume de 1 m^3 .

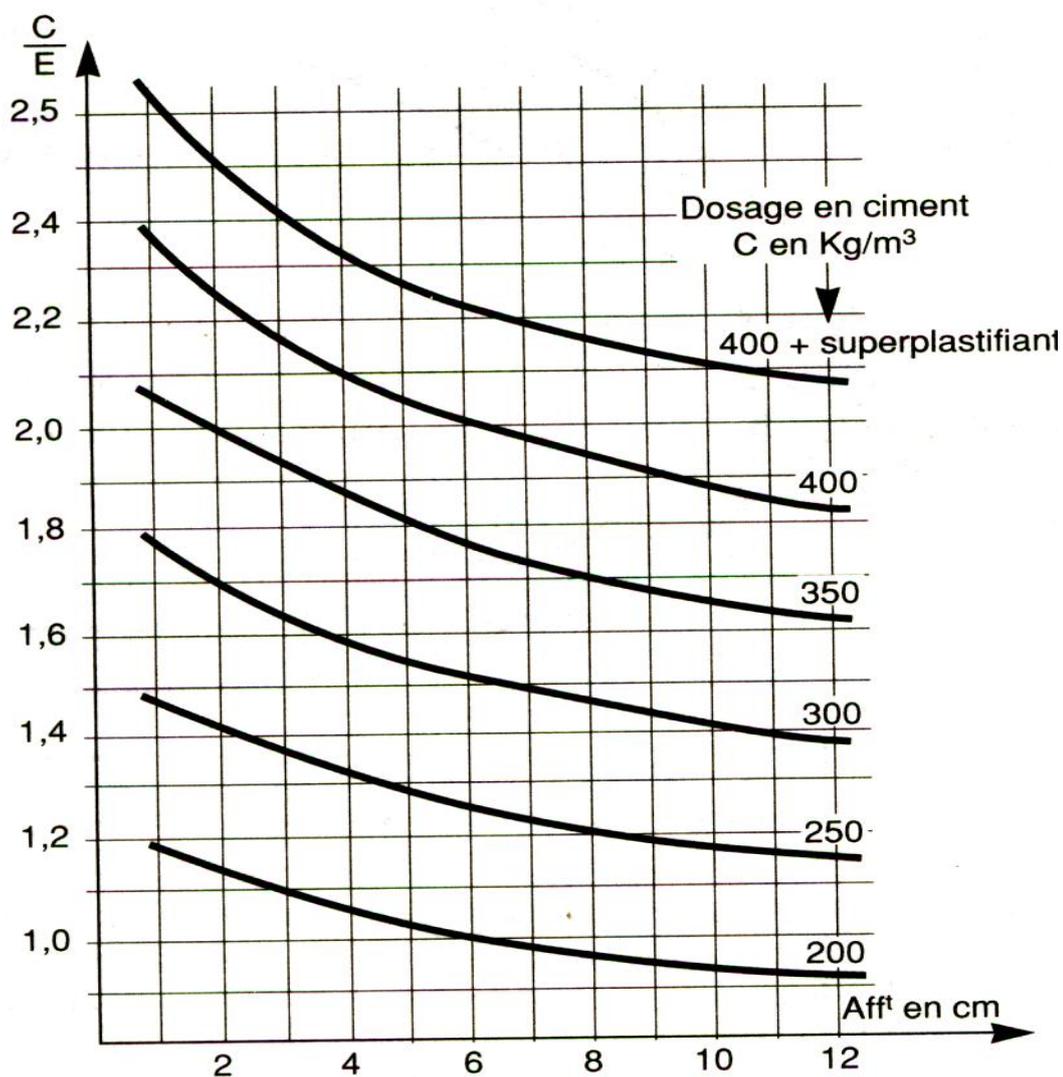


Figure III.2 Abaque permettant d'évaluer approximativement le dosage en ciment à prévoir en fonction du rapport C/E et de L'ouvrabilité désirée (affaissement au cône).

III.4 Optimisation du béton de fibres (BFM) par la méthode Baron Lesage

Pour mieux optimiser la composition des bétons de fibres métalliques le laboratoire central des ponts et chaussées (LCPC) propose une méthode expérimentale basée sur la méthode de Baron-Lesage, déjà utilisé pour les bétons courants [62]. L'utilisation de la méthode Baron-Lesage consiste à suivre les étapes suivantes:

- Nous fixons au départ le rapport eau sur ciment (E/C) ainsi que le pourcentage de fibres à incorporer.
- Pour chaque valeur du rapport sable granulats (S/G), nous prélevons la maniabilité correspondante, ainsi nous traçons la courbe temps d'écoulement en fonction du

rapport S/G, des lors et compte tenu de la première hypothèse, on extrait le rapport S/G pour lequel la maniabilité est optimale (voir figure III.3).

Temps d'écoulement

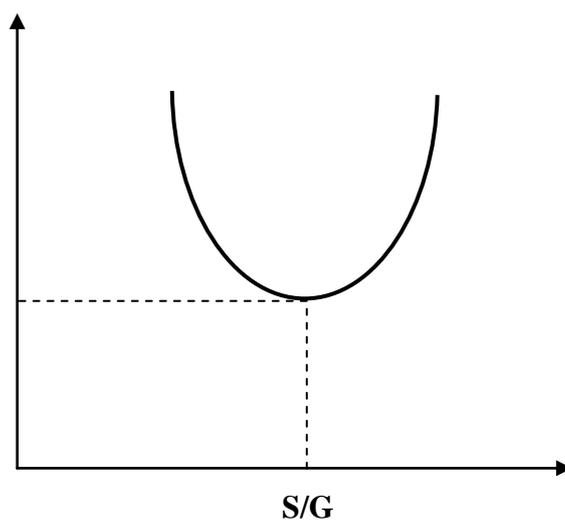


Figure III.3 Détermination du rapport S/G optimal [32].

Avec la méthode de Baron-Lesage, nous avons donc réalisé, pour chaque teneur en fibres ($W=0,2\%$, $W=0,4\%$, $W=0,6\%$, $W=0,8\%$), quatre gâchées de béton avec un rapport S/G différents ($S/G=0.642$, $S/G=0.8$, $S/G=1$ et $S/G=1,4$) et un rapport E /C constant fixé à 0,54. voir tableau III.6.

Constituants de béton pour un volume 1m^3	S/G =0.64	S/G = 0.8	S/G = 1	S /G=1.4
Sable 0/3 (kg)	701.35	797	896.67	1044.66
Gravier 3/8 (kg)	116.61	106.33	95.67	79.33
Gravier 8/15 (kg)	975.45	890	801	666.66
Ciment CPJ CEM II/A 42.5 (C) (kg)	380	380	380	380
Eau (E) (kg)	206,52	206.52	206.52	206.52
Fluidifiant (0,05% du poids de ciment)	206.52	206.52	206.52	190
En (g)				

Tableau III.6 Masse des différents constituants pour 1 m^3 de béton.

Une fois obtenue la masse volumique des fibres (W), on détermine le poids des différents pourcentages pour 1m^3 de béton qui est présenté dans le tableau III.7.

Fractions volumiques des fibres W %	0,2%	0,4%	0,6%	0,8%
Masses en kg	15,9	31,5	47,3	62,9

Tableau III.7 Masse des différents teneurs en fibres pour 1m^3 de béton.

CHAPITRE IV : MESURES ET CONTRÔLES DE L'OUVRABILITE (MANIABILITE) DU BETON DE FIBRES

IV.1 Méthode d'évaluation de l'ouvrabilité du béton de fibres

L'ouvrabilité est une qualité essentielle du béton ; elle peut se définir comme la facilité offerte à la mise en œuvre du béton pour le remplissage parfait du coffrage et du ferrailage.

La mesure de l'ouvrabilité du béton conventionnelle peut être faite soit avec des méthodes à base d'écoulement statique comme le cône d'Abrams ou par des méthodes à base d'écoulement dynamique comme la méthode de maniabilimètre du LCPC, table à secousse,...etc.

D'après les chercheurs, SERNA-ROS et PAILLERE la mesure de l'affaissement pour le B.R.F.M au cône d'Abrams présente deux inconvénients :

- Le cône d'Abrams est qualifié d'essai «statique» puisqu'il met en évidence l'aptitude du béton à se mettre en place sous l'effet de la pesanteur. Or avec des B.R.F.M., il est très difficile d'observer des affaissements significatifs ce qui rend tout à fait imprécise la détermination du rapport sable/gravillon optimal.

- Le second inconvénient concerne le volume réduit du béton testé lors des mesures au cône d'Abrams. En effet les 6 litres de contenance du cône nous paraissent insuffisants pour être représentatifs du comportement rhéologique du B.R.F.M frais, surtout lorsque les fibres incorporées font 50 à 60mm de longueur.

Dans notre étude, nous avons utilisé le maniabilimètre L.C.L conçu au laboratoire central des ponts et chaussées L.C.P.C.

Cet appareil permet de caractériser la maniabilité du béton par un temps d'écoulement du matériau soumis à une vibration extérieure. Ce maniabilimètre qui permet de tester 30 litres de béton (soit 5 fois plus que le cône d'Abrams) constitue donc un essai « dynamique » qui est plus représentatif du comportement rhéologique du B.R.F.M. frais.

IV.2 Description de l'appareil maniabilimètre du LCPC

Il est constitué par des plaques d'aciers forment un parallélépipède rectangle de dimensions : 30x30x60 centimètres, une plaque inclinée de 38° (figure IV.1) par rapport à la verticale qui

divise le moule en deux compartiments de volumes différents, trois traits horizontaux sont gravés à l'intérieur du moule sur la plaque d'extrémité et un vibreur.

Le principe de l'essai consiste, après avoir enlevé la paroi mobile, à mesurer le temps mis par le mortier sous vibrations pour atteindre un repère gravé sur la face intérieure du moule.

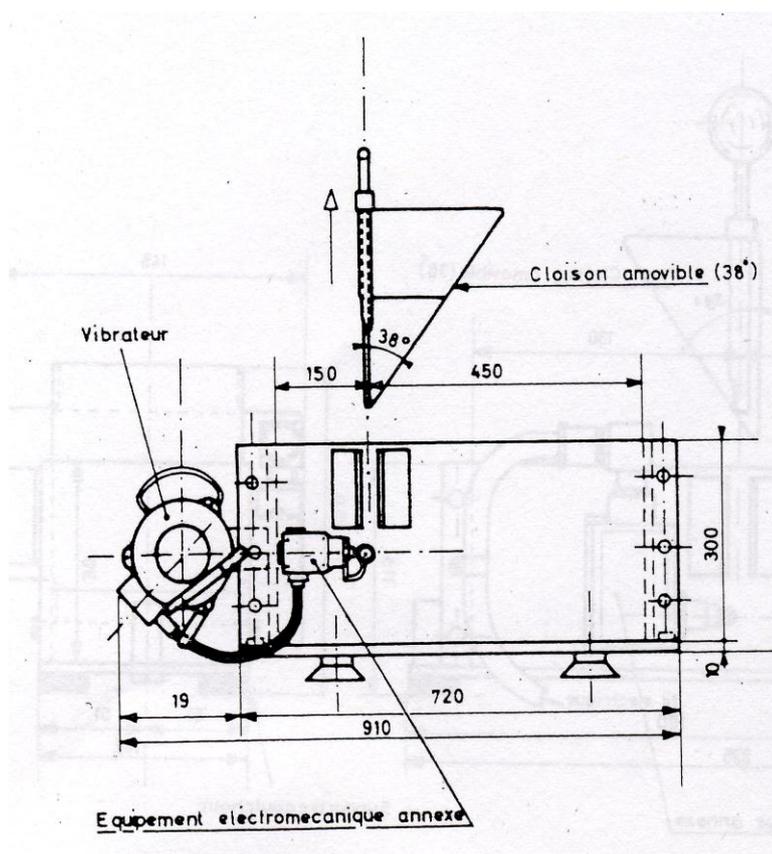


Figure IV.1 Le Maniabilimètre du LCPC.

IV.3 Préparation et Mesure de l'ouvrabilité du béton de fibres

Dans notre étude, nous avons utilisé le maniabilimètre du LCPC. Pour la préparation du béton nous avons utilisé la méthode de Baron-Lesage citée précédemment, basée sur la fixation du rapport E/C (Eau/Ciment) et la variation du rapport S/G (sable/graviers) à partir de la composition du béton témoin.

Pour étudier la maniabilité du béton de fibres, nous avons réalisé pour chaque teneur en fibres (0.2%,0.4%,0.6% et 0.8%), quatre gâchées du béton avec un rapport S/G différent (S/G=0.64, S/G= 0.8, S/G=1 et S/G=1.4) et un rapport E /C fixé à 0,54.

Les masses des différents constituants pour le volume de 30 litres de béton (volume conçu au maniabilimètre) sont données dans le tableau IV.1.

Constituants de béton pour un volume de 30 litres	S/G =0.64	S/G = 0.8	S/G = 1	S /G=1.4
Sable 0/3 (kg)	21.04	23.91	26.9	20,03
Gravier 3/8 (kg)	3.498	3.19	2.87	2.39
Gravier 8/15 (kg)	29.26	26.70	24.03	31.39
Ciment CPJ CEM II/A 42.5 (C) (kg)	11.40	11.40	11.40	11.40
Eau (E) (kg)	6.20	6.20	6.20	6.40
Fluidifiant (0,05% du poids de ciment en g)	5.7	5.7	5.7	5.7

Tableau IV.1 Masses des différents constituant pour une gâchée de 30 litres de béton.

La masse des fibres pour chaque pourcentage ajouté au gâchée de 30 litres de béton est donnée dans le tableau IV.2.

Pourcentages des fibres	0.2%	0.4%	0.6%	0.8%
Masse (kg)	0.477	0.944	1.416	1.887

Tableau IV.2 Masse des fibres pour différents pourcentages.

Le principe de l'essai consiste, une fois le béton versé dans le premier compartiment, à introduire manuellement les fibres de manière homogène, puis à enlever la cloison de séparation. Le vibreur se met en marche et simultanément on déclenche le chronomètre. Une fois le béton frais, qui s'écoule dans le deuxième compartiment, ait atteint le repère fixe gravé dans la plaque extrême, on arrête l'essai et on mesure le temps écoulé, la figure IV.2 montre les phases successives de l'essai de maniabilité.

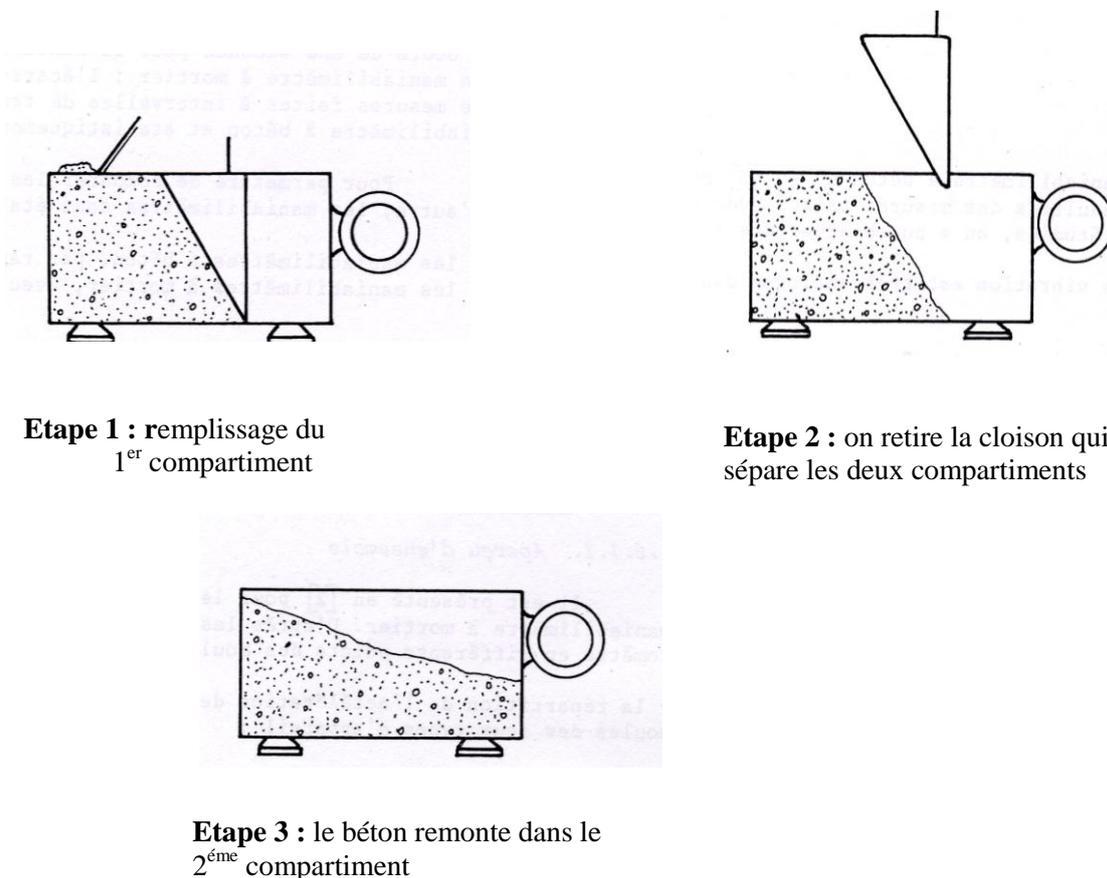


Figure IV.2 phases successives de l'essai de maniabilité.

Une fois l'essai de maniabilité est terminé, on trace une courbe reliant la maniabilité caractérisée par le temps d'écoulement « t » et le rapport S/G (sable/graviers), Trois essais ont été effectués pour chaque fraction volumique de fibres et pour le béton témoin.

Dans le tableau IV.3, on reprend les valeurs du temps d'écoulement obtenues pour chaque valeur du rapport S/G (pour chaque composition du béton la quantité de plastifiant ajoutée au mélange est de 0,05% du poids de ciment, soit 5,7g), puis on trace la courbe temps d'écoulement S/G (voir figures IV.3, IV.4, IV.5, IV.6, IV.7, IV.8 et II.19).

Teneurs en fibres W %	S/G	Temps d'écoulement(s)
0,2%	0,64	11,5
	0,8	10,5
	1	12,5
	1,4	-
0,4%	0,64	-
	0,8	12,6
	1	11,8
0,6%	1,4	16,8
	0,64	19
	0,8	15,7
	1	12,7
0,8%	1,4	17
	0,64	15,49
	0,8	14,32
	1	14
	1,4	16,42

Tableau IV.3 Temps d'écoulement obtenu pour chaque valeur du rapport S/G avec la quantité du fluidifiant égale à 0,05% du poids de ciment.

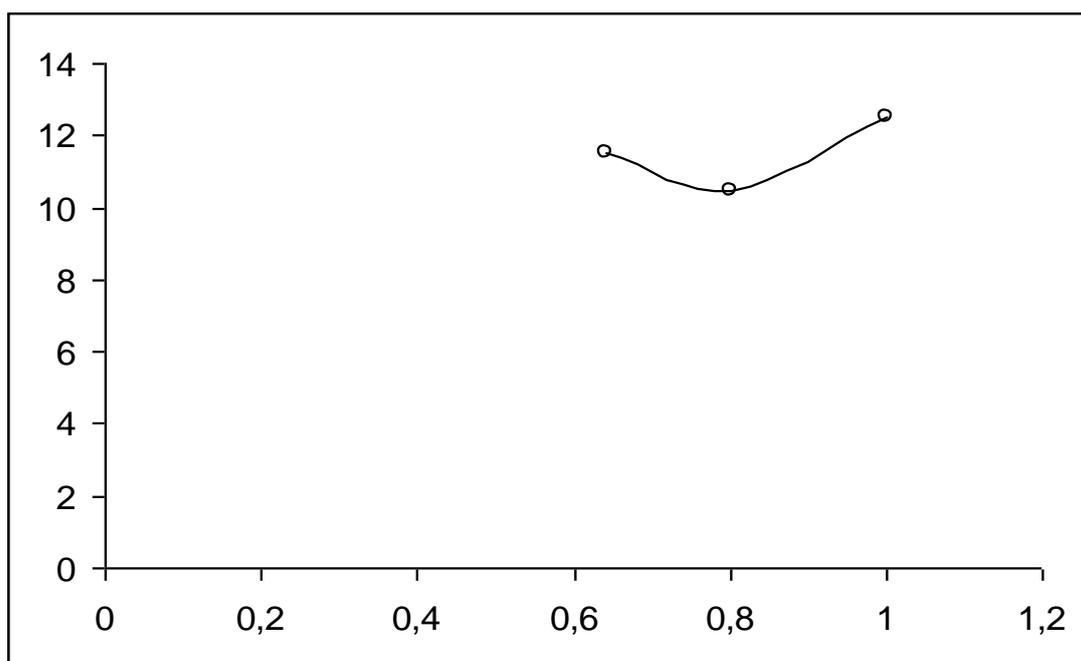


Figure IV.3 Temps d'écoulement en fonction du rapport S/G pour W=0,2%.

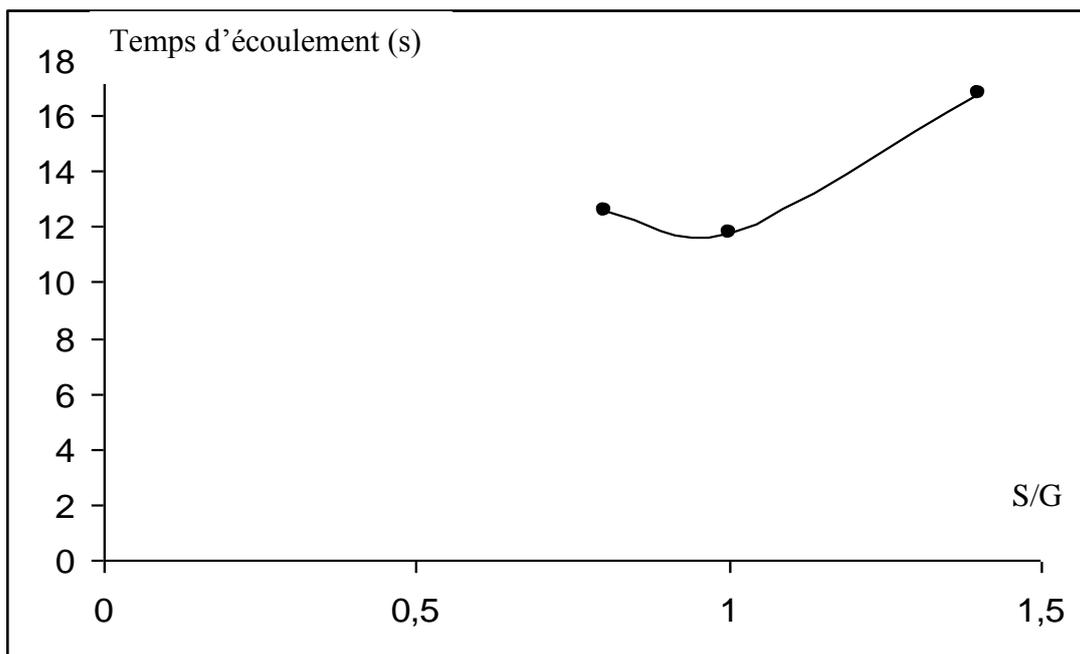


Figure IV.4 Temps d'écoulement en fonction du rapport S/G pour W=0,4%.

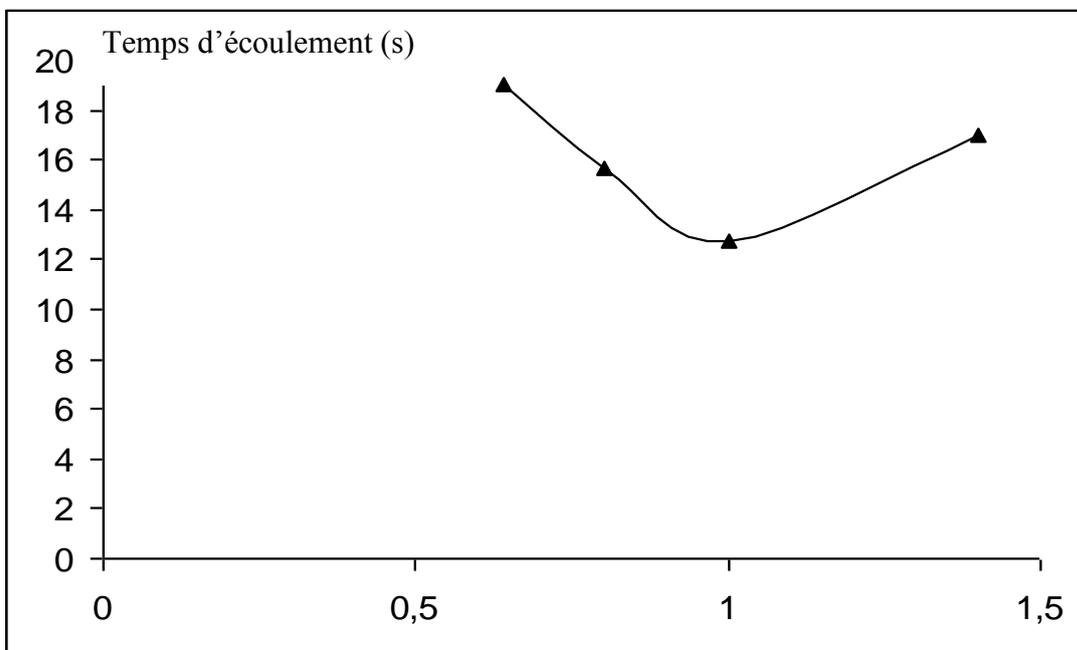


Figure IV.5 Temps d'écoulement en fonction du rapport S/G pour W=0,6%.

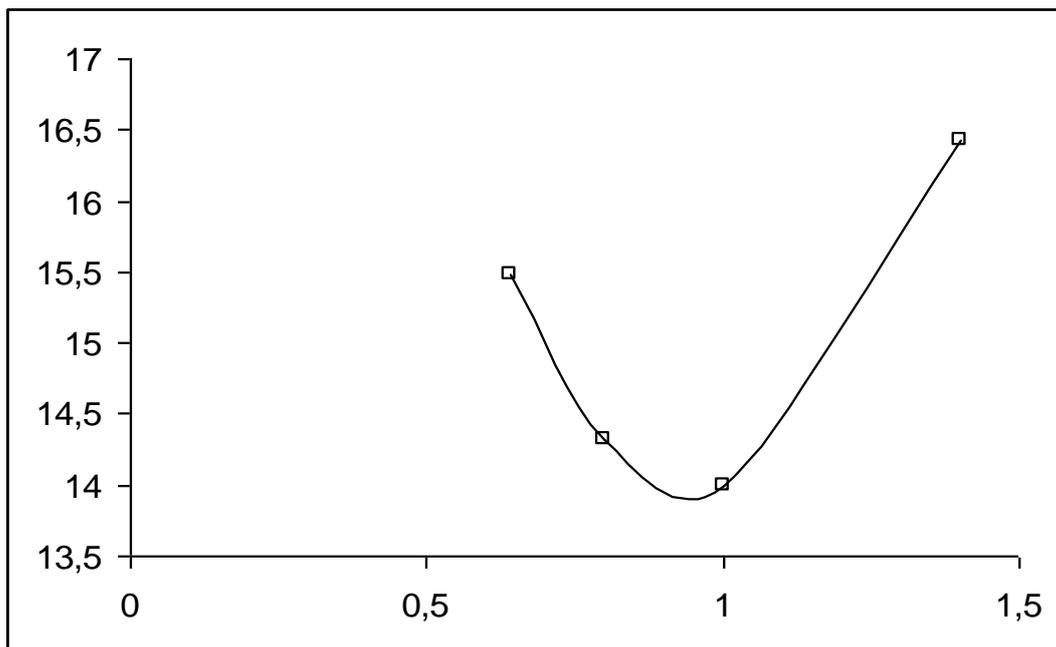


Figure IV.6 Temps d'écoulement en fonction du rapport S/G pour W=0,8%.

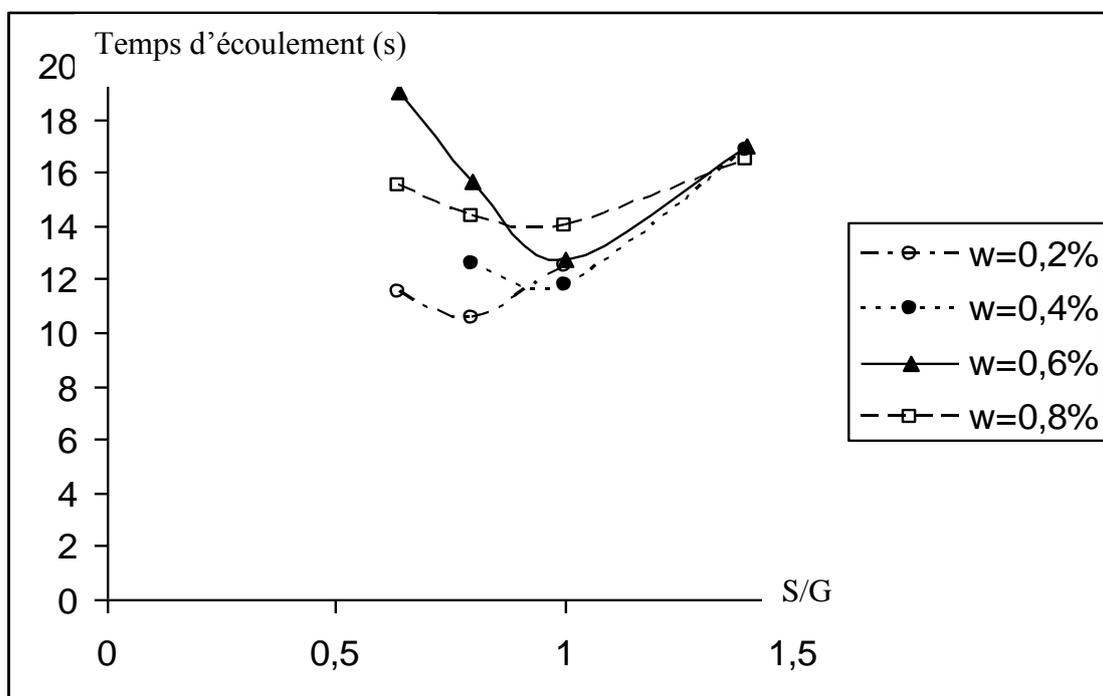


Figure IV.7 Superposition des courbes Temps d'écoulement en fonction du rapport S/G pour chaque teneur en fibre W %.

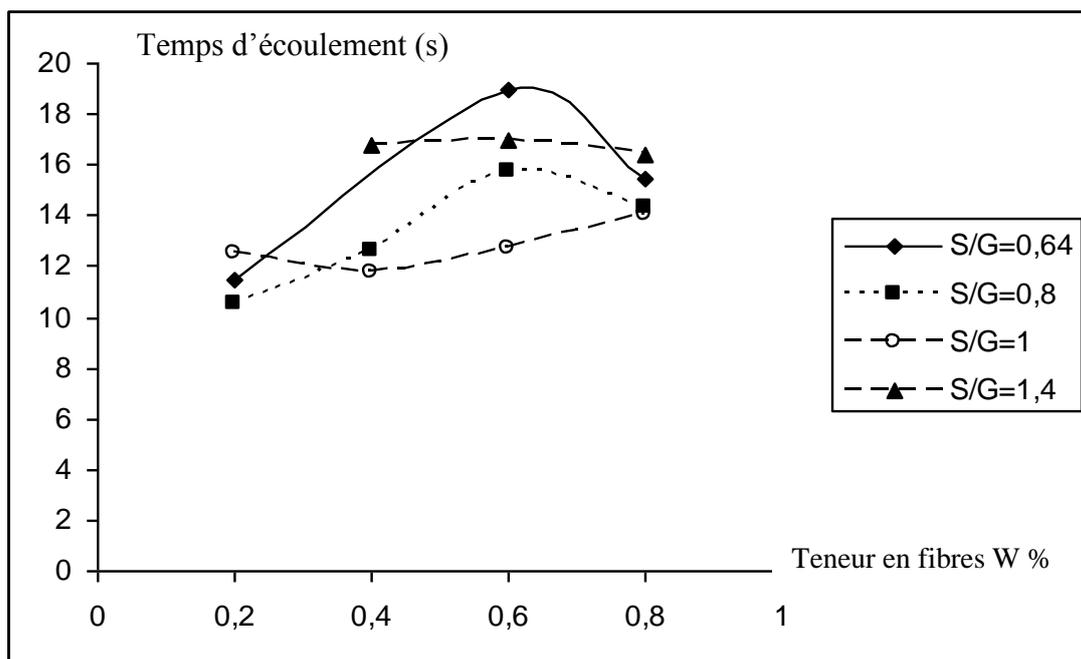


Figure IV.8 Superposition des courbes Temps d'écoulement en fonction de la teneur En fibres pour chaque rapport S/G.

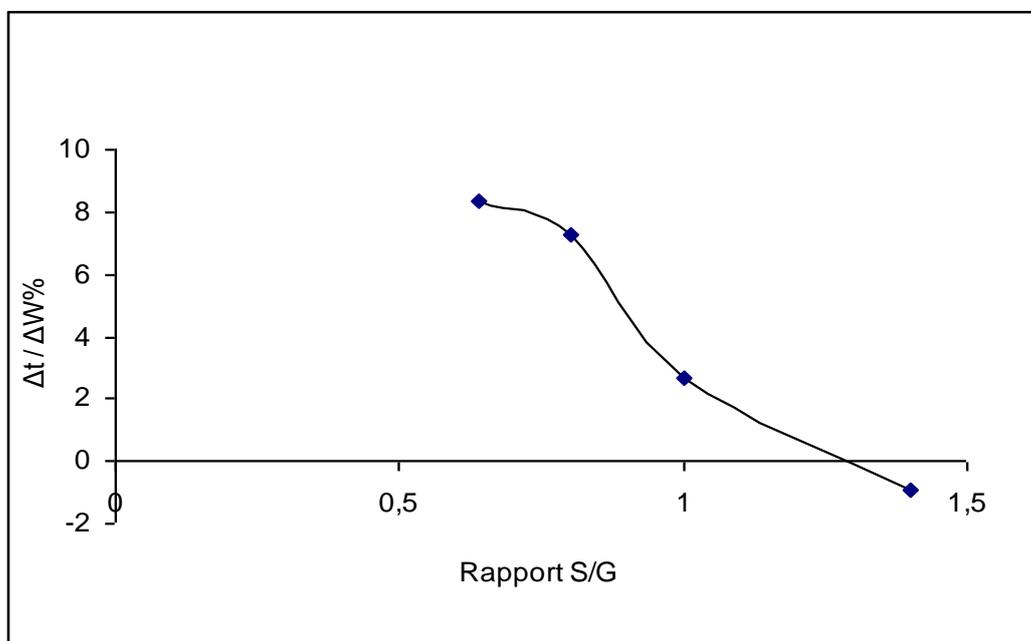


Figure IV.9 Variation de l'accroissement du temps d'écoulement du béton avec les différentes teneurs en fibres en fonction du rapport S/G.

III.4 INTERPRETATION DES RESULTATS ET CONCLUSIONS

Les résultats donnés correspondent à la moyenne sur trois essais réalisés pour chaque fraction volumique de fibres et pour le béton témoin.

Les résultats de l'essai de maniabilité sont présentés sur la courbe (Figure IV.7) donnant la variation du temps d'écoulement en fonction du rapport S/G . Nous constatons que le rapport S/G optimum est de 0,8 pour le pourcentage en fibres de 0,2 % et de 1 pour les autres pourcentages. Les temps d'écoulement correspondant à ces optimums sont compris entre 10 et 15 s. Ces temps minima correspondent à la plage des optimums recommandée par le LCPC. Notons que le rapport S/G optimum croît avec l'augmentation de la teneur en fibres, ce que nous pouvons expliquer par le fait que les fibres se comportent comme de gros éléments à cause de leur forme et de leurs dimensions. Cette augmentation du volume des gros éléments (gravier + fibres) suite à l'incorporation des fibres en quantités plus importantes nécessite donc l'augmentation du volume de sable.

Sur la figure IV.8 donnant l'évolution du temps d'écoulement en fonction de la teneur en fibres pour les différents rapports S/G , nous observons une croissance du temps d'écoulement du béton avec l'augmentation de la fraction volumique des fibres. Ceci est dû au fait que les fibres ont joué le même rôle que les plus gros gravillons du squelette minéral du béton. Il faut ajouter à cela une surface spécifique des fibres très importante qui ne favorise pas un bon comportement rhéologique. En effet, la surface rugueuse et ondulée des fibres (copeaux) ralentit l'écoulement du béton. Nous remarquons aussi, sur cette figure, que la variation du temps d'écoulement avec l'augmentation de la fraction volumique de fibres W % est plus lente avec l'augmentation du rapport S/G , c'est-à-dire que la sensibilité de la variation du temps d'écoulement du béton à la variation de la teneur en fibres est plus faible avec les grands rapports S/G (Figures IV.8 et IV.9). Ceci apparaît plus nettement avec le rapport $S/G = 1,4$ (forte proportion d'éléments fins par rapport aux gros granulats) pour lequel le temps d'écoulement du béton est quasiment insensible à l'augmentation de la fraction volumique de fibres W %. On peut expliquer cela par le fait que le rapport du volume de fibres sur le volume de sable diminue avec l'augmentation de S/G . Cette augmentation relative du volume de sable résultant de l'accroissement du rapport S/G atténue l'effet des fibres sur la variation du temps d'écoulement du béton. Pour $S/G = 1,4$, le volume de sable (éléments-fins) est tel que les quantités de fibres incorporées ne sont pas assez importantes pour avoir une influence notable sur le temps d'écoulement du béton ; on peut dire qu'on se rapproche du comportement du béton auto-plaçant.

Du fait de l'influence de l'incorporation des fibres sur la maniabilité du béton, il convient de prendre certaines précautions lors de la mise en oeuvre de ce matériau. Les pourcentages maximums de fibres incorporées restent limités compte tenu des problèmes liés à la mise en œuvre, à savoir la formation d'oursins et de pelotes qui engendrent une porosité au sein de la matrice. Le risque est d'autant plus grand avec les copeaux que leur âme n'est remplie, dans le meilleur des cas, que par le sable et la pâte cimentaire.

Cette étape nous a permis de fixer les rapports S/G nous donnant une meilleure maniabilité pour les différents teneurs en fibres retenues. On prendra donc $S/G = 0.8$ et $S/G=1$ pour les six teneurs en fibres (0,2%, 0,4%, 0,6%, et 0,8%), la composition du béton pour les deux rapports S/G (sable/gravier) sont données dans les tableaux IV.4 et IV.5.

Constituants de béton pour un volume 1m ³	Masse
Sable 0/3 (kg)	797
Gravier 3/8 (kg)	106,66
Gravier 8/15 (kg)	890
Ciment CPJ CEM II/A 42.5 (c) (kg)	380
Eau (E) (kg)	206,52
Fluidifiant (0,05% du poids de ciment en g)	190

Tableau IV.4 Composition du béton pour un rapport S/G=0,8.

Constituants de béton pour un volume 1m ³	Masse
Sable 0/3 (kg)	896,67
Gravier 3/8 (kg)	95,67
Gravier 8/15 (kg)	801
Ciment CPJ CEM II/A 42.5 (c) (kg)	380
Eau (E) (kg)	206,52
Fluidifiant (0,05% du poids de ciment en g)	190

Tableau IV.5 Composition du béton pour un rapport S/G=1.

**CHAPITRE V : ETUDE DU COMPORTEMENT MECANIQUE EN TRACTION
DIRECTE DU BETON DE FIBRES EN COPEAUX****V.1 Introduction**

L'essai de traction directe est le plus préconisé pour caractériser le comportement d'un matériau sous un effort longitudinal. Cependant, la complexité de la réalisation d'un essai de traction directe sur des éprouvettes en béton fait que cet essai est souvent remplacé par un essai de fendage ou de traction par flexion. L'objet de ce travail est la réalisation des essais de traction directe sur des éprouvettes en béton de fibres métalliques en vue de caractériser le comportement de ce dernier. Ce béton de fibres dont la composition optimale a été déterminée par l'essai de maniabilité est obtenu par l'ajout des fibres ondulées en spirale issues des déchets d'usinage des pièces en acier (copeaux) au béton nu.

Cette étude menée sur des éprouvettes en haltères de section carrée de [100 x 100] mm² a nécessité la conception et la réalisation d'un dispositif spécial de fixation des éprouvettes sur la machine de traction. Six (6) teneurs en fibres ont été retenues ($W=0,6\%$, $W=0,8\%$, $W=1\%$, $1,2\%$, et $1,5\%$) avec W : fraction volumique des fibres ajoutées) et deux (2) bétons témoin pour les rapports sable/gravier ($S/G=0,8$ et $S/G=1$) retenues par l'essai de maniabilité.

V.2 Caractérisation du comportement du béton de fibres

Pour fixer les éprouvettes (figure V.1) sur les mors de la machine de traction nous avons conçu, en nous aidant de la méthode d'analyse de la valeur, et réalisé un dispositif spécial (figure V.1).

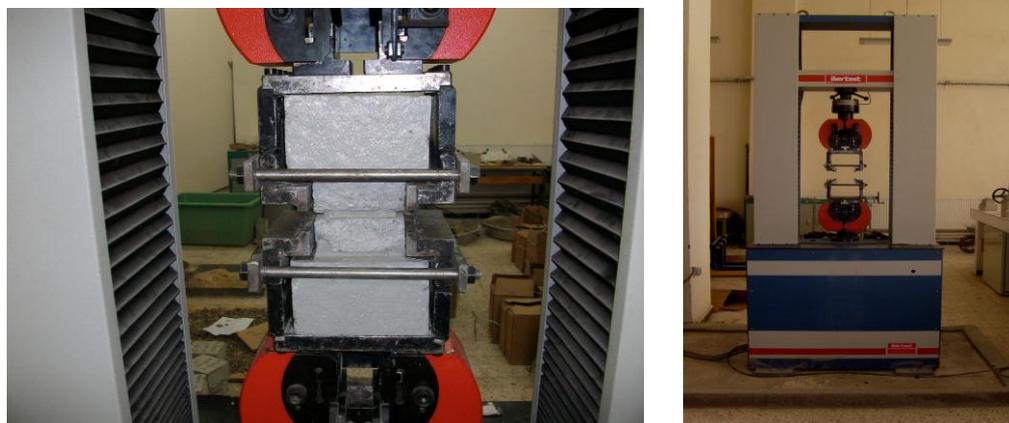


Figure V.1 Dispositif d'essai en traction.

Ce dispositif a été adapté à la machine de traction « IBERTEST » 200KN. Il se compose de deux parties identiques qui se montent sur les mors supérieurs et inférieurs de la machine de traction à l'aide de mâchoires fixes. Les éprouvettes sont calées à l'intérieur du dispositif sur les appuis en coins. La vis de réglage permet de régler la position des mâchoires coulissantes pour pouvoir recevoir des éprouvettes de dimensions différentes. La Coïncidence de l'axe de l'éprouvette avec l'axe de la machine est assurée par des butées. Du fait que le dispositif est solidaire des mors de la machine de traction il n'est pas nécessaire de le munir d'une rotule. L'effort vertical est appliqué progressivement à vitesse de chargement contrôlée (soit 0,005 MPa/seconde). Le logiciel Wintest32 programmé pour cette presse enregistre pour chaque étape de chargement, la valeur de l'effort vertical et la déformation correspondante, ainsi que la contrainte en fonction de la déformation.

V.3 Géométrie et composition des éprouvettes

V.3.1 Géométrie des éprouvettes

Les éprouvettes utilisées sont des éprouvettes en haltères de section droite [100x100] mm² et de longueur utile 100 mm (figure V.2). Elles sont munies d'une entaille en forme de U de 5mm de profondeur sur 5mm d'ouverture pour localiser la rupture.

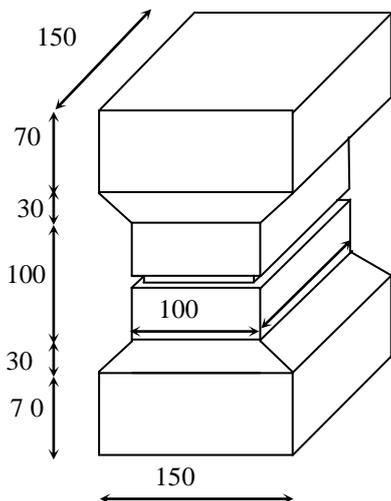


Figure V.2 Eprouvette en béton de fibres.

V.3.2 Composition des éprouvettes

Les éprouvettes sont composées de fibres métalliques noyées dans une matrice en béton pour différentes fractions volumiques de fibres ($W=0,6\%$, $W=0,8\%$, $W=1\%$, $W=1,2\%$, et $W=1,5\%$), qui correspondent aux rapports Sable/gravier ($S/G=0,8$ et $S/G=1$), sont données dans le tableau V.1 ci-dessous.

Constituants du béton pour 1m^3	S/G=0.8	S/G=1
- Sable 0/3(kg)	797	869.67
-Gravier 3/8(kg)	106.33	95.67
- Graviers 8/15(kg)	890	801
- Ciment CPJ CEMII/A 42.5(C) (kg)	380	380
-Eau (E) (kg)	206.52	206.52
-Fluidifiant (0.05% du poids de ciment)(ml)	190	190

Tableau V.1 Compositions optimisées pour 1m^3 de béton.

La masse pour les différents teneurs en fibres pour 1m^3 de béton, sont données dans le tableau V.2 ci-dessous.

Fractions volumiques des fibres (W %)	0,6%	0,8%	1 %	1,2 %	1,5 %
Masses en (kg)	47,3	62,9	79,5	95,4	119,25

Tableau V.2 Masse des différentes teneurs en fibres pour 1m^3 de béton.

V.4 Présentation des résultats

A prés écrasement des éprouvettes en béton armé de fibres, sur la machine de traction « IBERTEST », pour les différents teneurs en fibres ($0,2\%$, $0,4\%$, $0,6\%$, 1% , $1,2\%$ et $1,5\%$), ainsi que pour le béton deux (02 bétons) témoin, pour les pourcentages sable/Gravier ($S/G=0,8$ et $S/G=1$). Les courbes représentant la contrainte en fonction de la déformation pour

chaque teneur en fibres, ainsi que pour les deux rapports Sable/Gravier ($S/G=0,8$, $S/G=1$) sont données respectivement sous forme de graphe comme suit :

- **Courbes contraintes-déformations pour les teneurs en fibres ($W=0,6\%$, $W=0,8\%$, $W=1\%$, $W=1,2\%$, $W=1,5\%$) et pour un rapport $S/G=0,8$.**

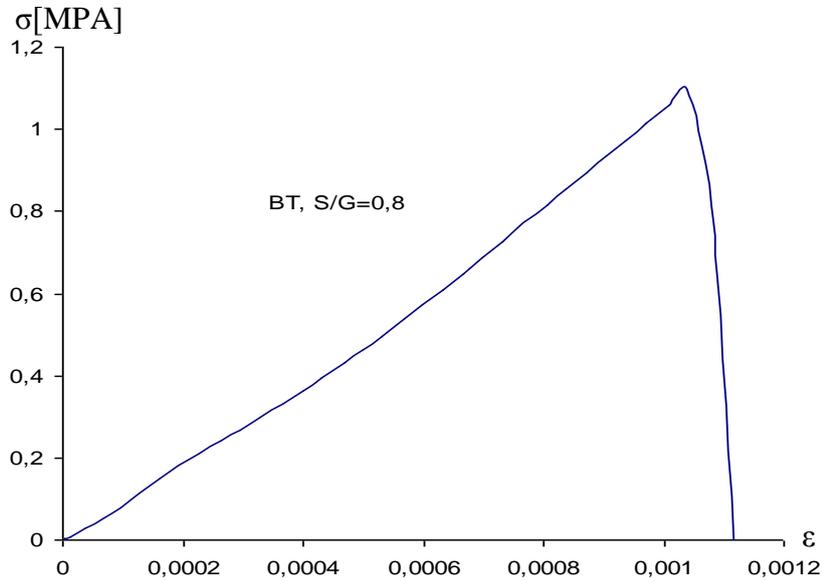


Figure V.3 Courbe $\sigma=f(\epsilon)$ pour BT ($W=0\%$), $S/G=0.8$.

ε

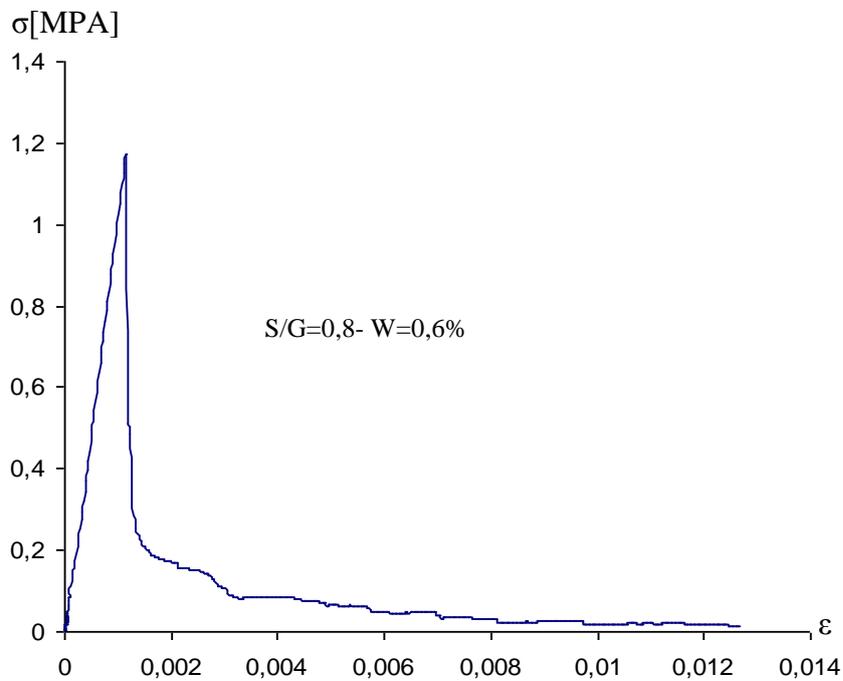


Figure V.4 Courbe $\sigma=f(\epsilon)$ pour $S/G=0,8$, $W=0,6\%$.

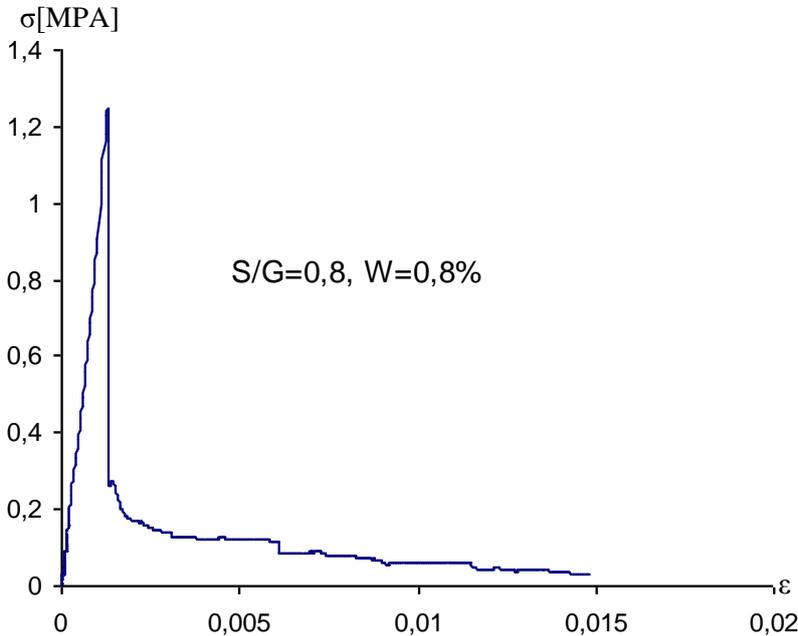


Figure V.5 Courbe $\sigma=f(\epsilon)$ pour $S/G=0,8, W=0,8\%$.

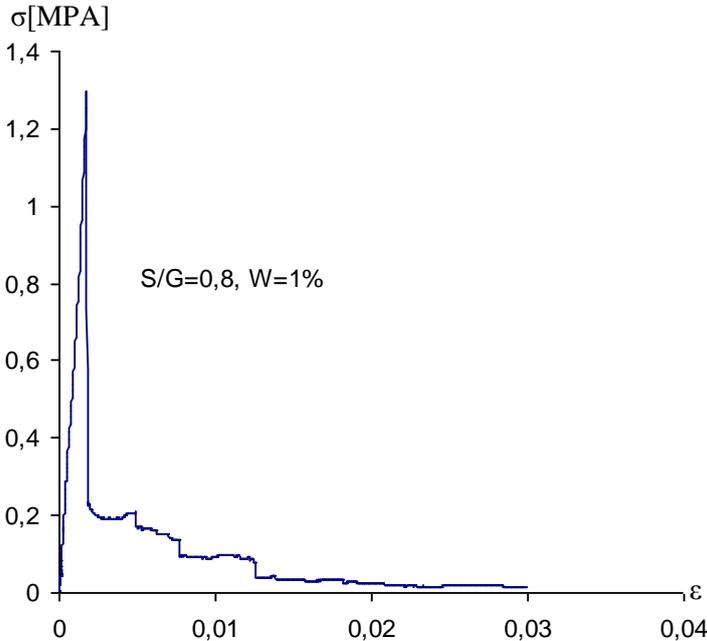


Figure V.6 Courbe $\sigma=f(\epsilon)$ pour $S/G=0,8, W=1\%$.

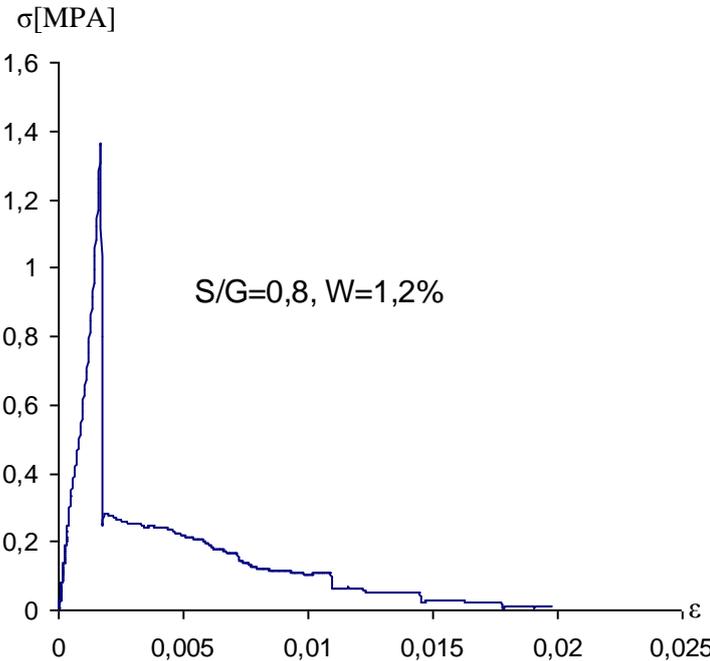


Figure V.7 Courbe $\sigma=f(\epsilon)$ pour $S/G=0,8, W=1,2\%$.

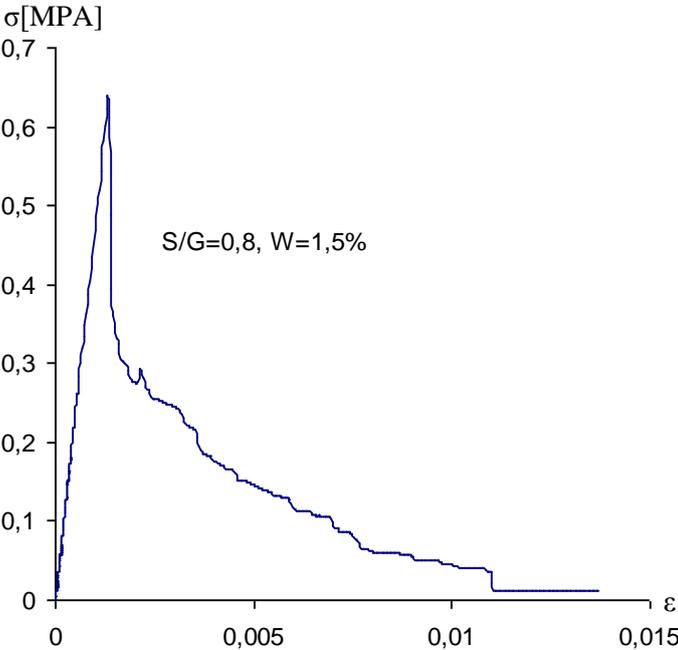


Figure V.8 Courbe $\sigma=f(\epsilon)$ pour $S/G=0,8, W=1,5\%$.

- Courbes contraintes-déformations pour les teneurs en fibres ($W=0,6\%$, $W=0,8\%$, $W=1\%$, $W=1,2\%$, $W=1,5\%$) et pour un rapport $S/G=1$.

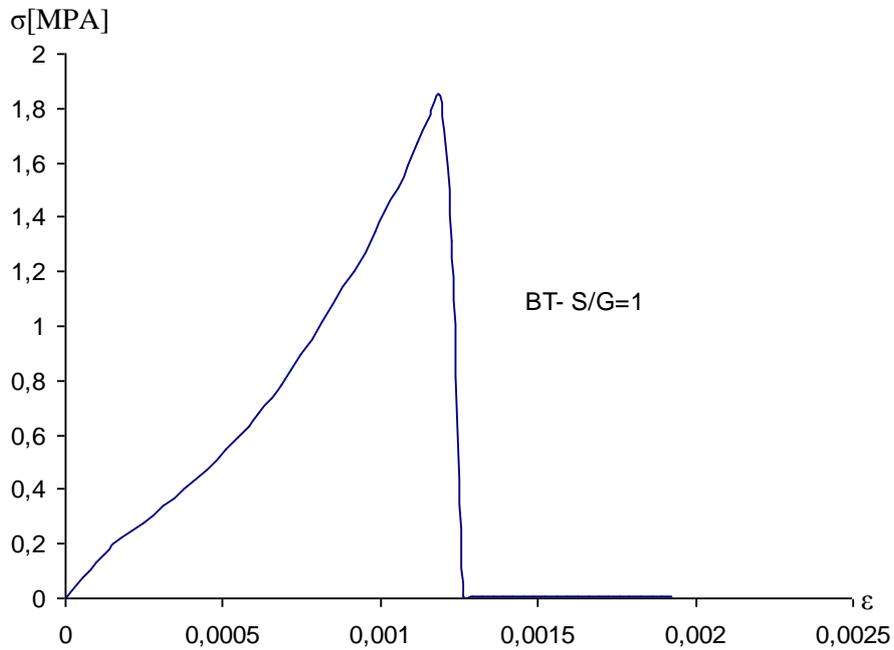


Figure V.9 Courbe $\sigma=f(\epsilon)$ pour BT ($W=0\%$), $S/G=1$.

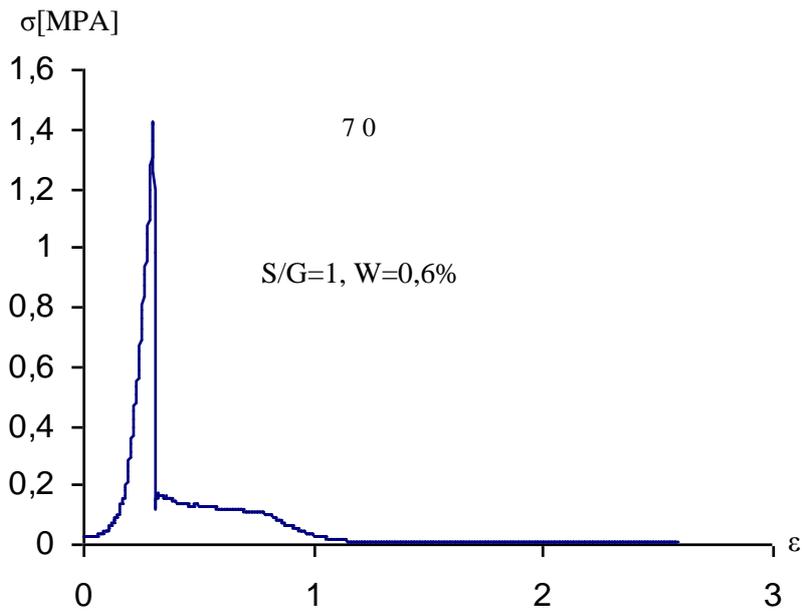


Figure V.10 Courbe $\sigma=f(\epsilon)$ pour $S/G=1$, $W=0,6\%$.

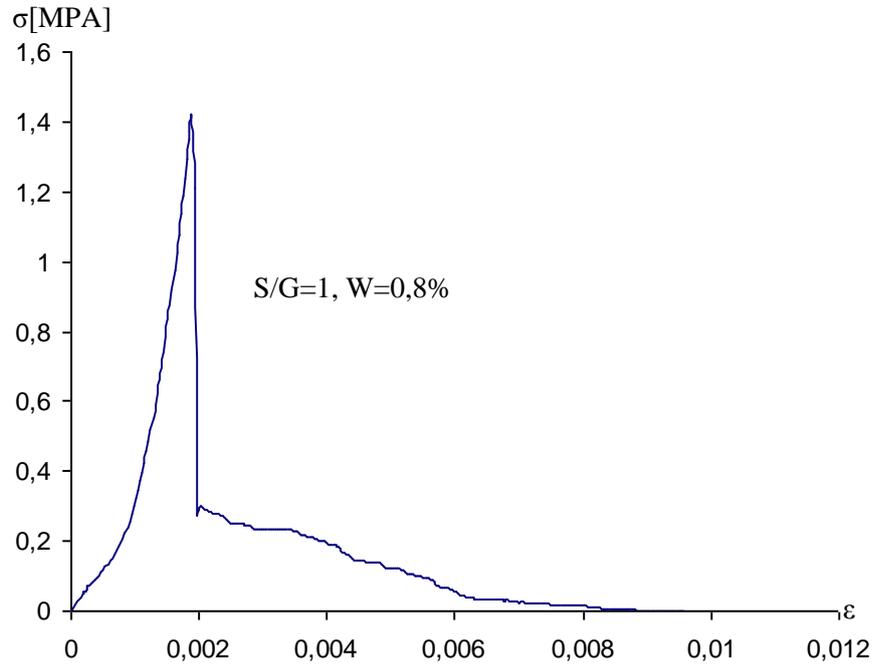


Figure V.11 Courbe $\sigma=f(\epsilon)$ pour $S/G=1, W=0,8\%$.

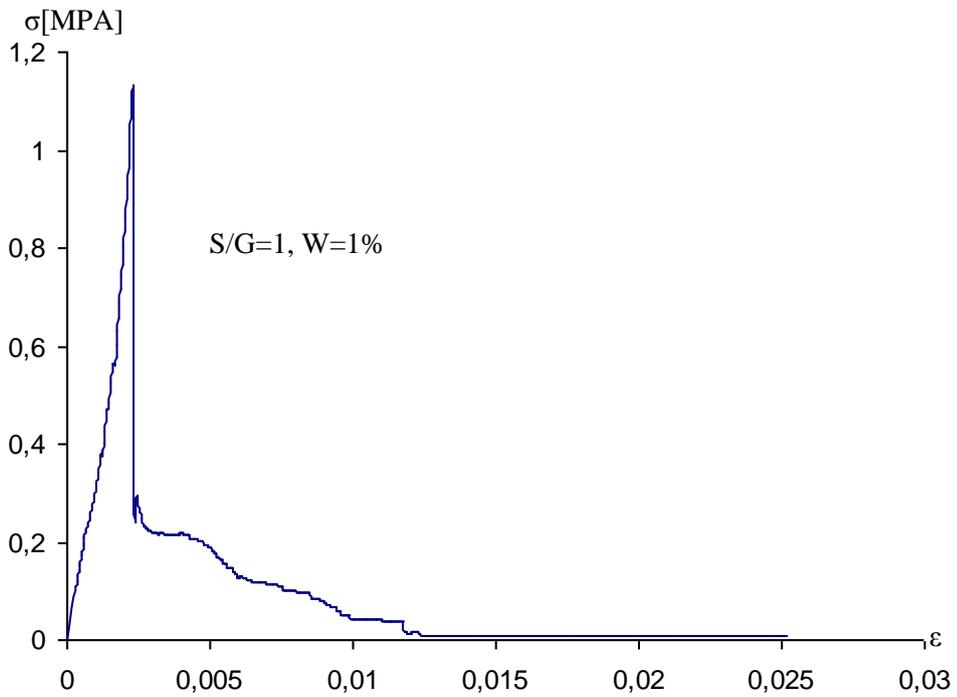


Figure V.12 Courbe $\sigma=f(\epsilon)$ pour $S/G=1, W=1\%$.

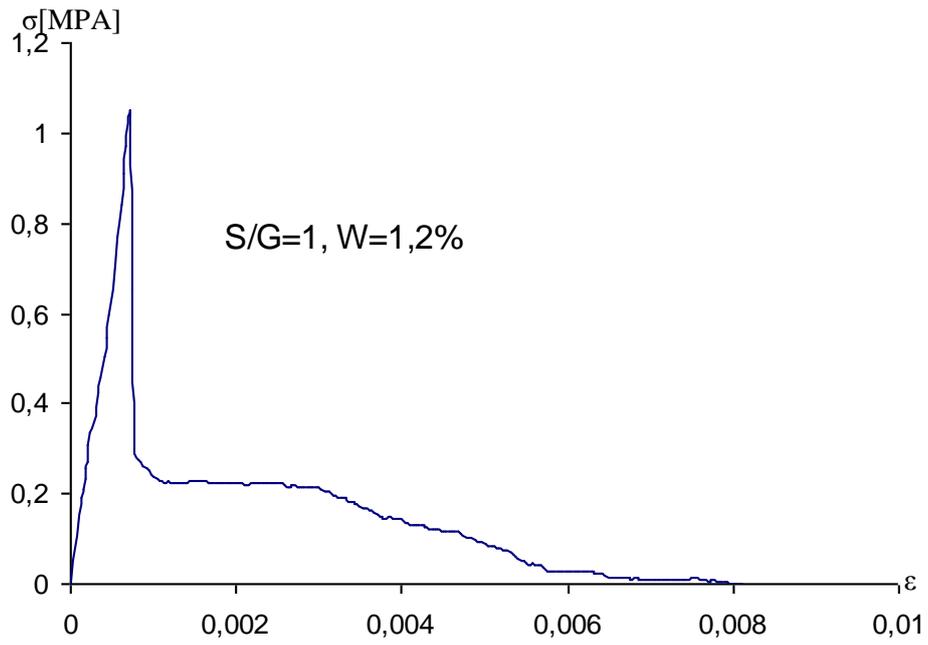


Figure V.13 Courbe $\sigma=f(\epsilon)$ pour $S/G=1, W=1,2\%$.

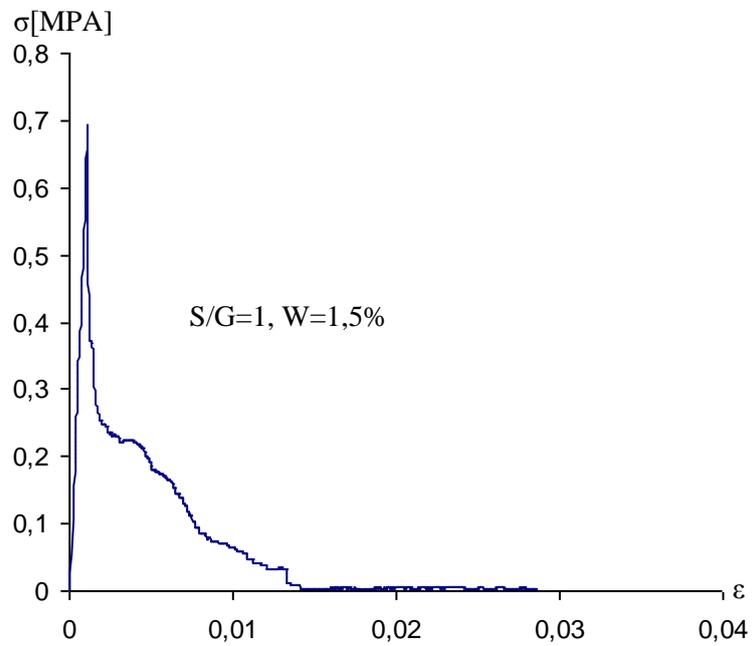


Figure V.14 Courbe $\sigma=f(\epsilon)$ pour $S/G=1, W=1,5\%$.

V.5 Mode de rupture et discussion des résultats

Nous comparons les résultats obtenus, pour les deux rapports sable/gravier ($S/G=0.8$, $S/G=1$), il apparaît que, pour $S/G=1$, la résistance diminue plus que le pourcentage en fibres augmente, dans ce cas, la quantité du sable égale au gravier, les fibres ondulées sont enrobées par le sable et gravier ce qui explique la chute de résistance. Par contre pour $S/G=0.8$ nous avons constaté que les fibres améliorent la rigidité et la résistance du composite, pour les teneurs ($W=0.6\%$, $W=0.8\%$, $W=1\%$ et $W=1.2\%$), par contre pour ($W=1.5\%$) la résistance diminue par rapport au béton témoin (sans fibre) et ça s'explique par le fait que le pourcentage est très important, ce qui crée beaucoup de vide dans la matrice cimentaire, vu la forme des fibres ondulée en spirales. La quantité du sable moins que le gravier, les fibres sont enrobées par le ciment et le gravier. Les résultats obtenus ont montré que l'ajout des fibres confère une ductilité significative au matériau par rapport au béton témoin (sans fibres), pour les rapports sable/gravier ($S/G=0.8$, $S/G=1$). D'autre part le comportement du béton de fibres en traction pour les teneurs (0.6% , 0.8% , 1% , 1.2% , 1.5%), ainsi que pour les rapports $S/G=0.8$, $S/G=1$), ce caractérise par la présence de deux (2) phases. Une phase linéaire correspondant à un comportement quasi – élastique du matériau, c'est la phase de pré fissuration du béton.

Cette phase se termine par l'apparition de la macro fissure. Une deuxième phase dans laquelle on observe une chute brutale, sans rupture brusque de l'éprouvette, la capacité portante du matériau, c'est la phase post fissuration. Dans cette phase la matrice béton rompt et les bords de la fissure sont reliés par les fibres (voir figure V.16) ce qui permet d'éviter une rupture brutale.

Le processus de rupture est représenté dans les figures V.17 et V.18. La première étape correspond à l'apparition de la fissure en outre à la localisation de la déformation ($\sigma = \sigma_{cp}$). La matrice en béton est cassée, mais les deux blocs de béton sont retenus par les fibres. La charge est transférée sur les fibres et ces derniers sont soumis à une traction. Ce sont eux qui fournissent la résistance de la structure ($\sigma = \sigma_{res}$) et qui empêchent sa désintégration. Cette étape correspond à la phase II du comportement de type I et de la phase III du comportement de type II. Une fois les limites de la résistance des fibres atteintes, certaines sont cassées et les autres arrachées (étapes 4 et 5). Les deux parties de l'éprouvette, jusque-là retenues par des fibres, sont séparées.

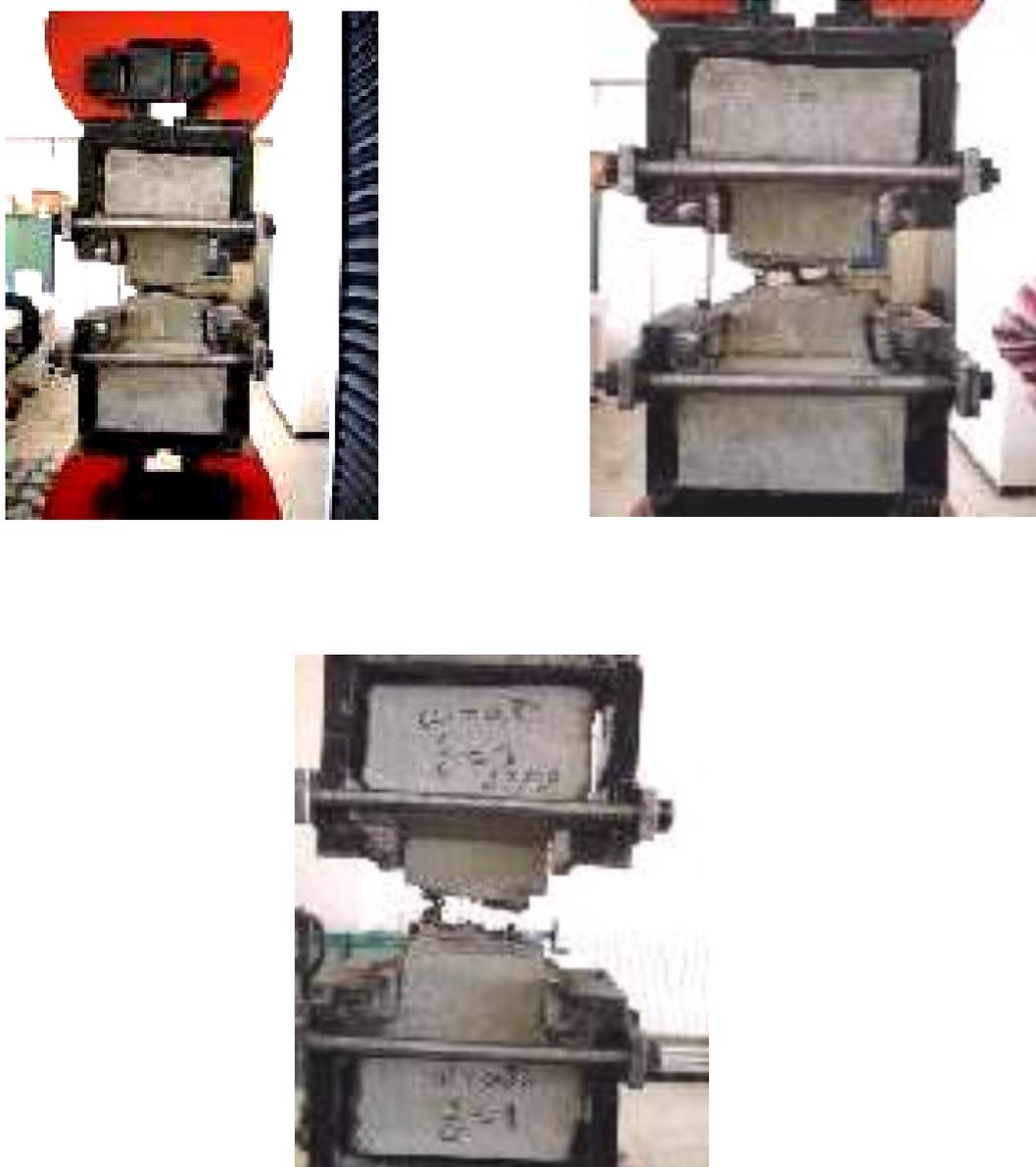


Figure V.15 Vues de rupture des éprouvettes en traction.



Etape 1 : Fissuration et rupture de la matrice en béton.



Etape 2 : Les deux blocs du béton sont retenus par les fibres.



Etape 3 : Les fibres repris totalement la charge exercée sur l'éprouvette, ils s'étendent.



Etape 4 : Les fibres commencent à s'arrachées.



Etape 5 : Fibres sont rompues, les deux blocs de béton sont séparés.

Figure V.17 Processus de rupture des éprouvettes: la fissuration du béton - étirement puis casser des fibres.



Figure V.17 Mode de rupture.

V.6 Conclusions

Cette étude nous a permis de mettre en évidence l'influence de la longueur de la fibre et le nombre d'ondulations sur leur résistance à la traction. Il semble que la résistance est atteinte pour une longueur $l = 50$ mm, $n = 8$ ondulations.

L'étude expérimentale nous a permis d'établir la composition du béton avec le rapport ($S / G = 0,8$) et la teneur en fibres (0,5%, 0,8%, 1% et 1,2%), ce qui assure une bonne adhérence entre le béton et les fibres pour améliorer la rigidité et la résistance à la traction.

Les objectifs visés par cette étude sont la mise en œuvre d'un essai de traction directe, malgré sa complexité, sur des éprouvettes en béton en vue de la caractérisation du comportement en traction du béton de fibres et l'étude de l'influence de l'ajout des déchets d'usinage des pièces en acier (copeaux) sur la maniabilité et le comportement mécanique du béton.

En conclusion, nous pouvons dire que l'appareillage conçu et réalisé pour la conduite des essais de traction directe a été mis à l'épreuve avec succès et que les déchets d'usinage (copeaux) peuvent être revalorisés par leur utilisation dans la préparation du béton de fibres dans le domaine des dallages industriels et dans celui du béton projeté dans le cas des tunnels et la réparation des canalisations de gros diamètre [23,50,57,58et59], ainsi que pour la réparations des revêtements routiers, ce béton peut être aussi utilisé pour augmenter la résistance au feu du béton armé car les fibres limiteraient les ouvertures de fissure et protégeraient les armatures traditionnelles du rayonnement thermique.

CHAPITRE VI : ETUDE DU COMPORTEMENT EN FLEXION ET AU CISAILLEMENT DU BETON DE FIBRES EN COPEAUX

VI.1 INTRODUCTION

Afin d'étudier le comportement du béton armé renforcés de fibres de récupération « copeaux », des séries d'essais en flexion (des essais de flexion 3- points) et des essais de cisaillement « des essais flexion 4- points » sur des éprouvettes prismatiques de dimensions [10x20x120] cm ont été réalisées au laboratoire de Génie-Civil, pour suivre le comportement de ces bétons armé renforcés de ces fibres en flexion ainsi que au cisaillement (résistance à l'effort tranchant) . Les teneurs optimums en fibres retenues pour ces essais est : $W=0,6\%$, et $W=0,8\%$, pour les essais de flexion 3-points et les essais 4-points, deux rapports sable/gravier ont été retenus ($S/G=0,8$ et $S/G=1$) pour les essais flexion 3-points (essais de flexion), par contre pour les essais 4-points (essais de cisaillement) un seul rapport ($S/G=1$) à été retenu. Pour chaque série d'essais, des éprouvettes de bétons témoin (sans fibres) ont été réalisés pour chaque série de test. Afin de déterminer la résistance à la compression du béton utilisé pour cette étude en flexion et au cisaillement, des éprouvettes cylindriques de dimensions (15x30) cm² ont été coulées le même jour que lors du coulage des poutres prismatiques.

VI.2 Géométrie et composition des éprouvettes

VI.2.1 Géométrie des éprouvettes Les éprouvettes utilisées sont des éprouvettes prismatiques de largeur $l= 10$ cm, une hauteur $h= 20$ cm et une longueur $L= 120$ cm [10x20x120] cm, les moules prismatiques utilisés sont présentées par la figure VI.1.

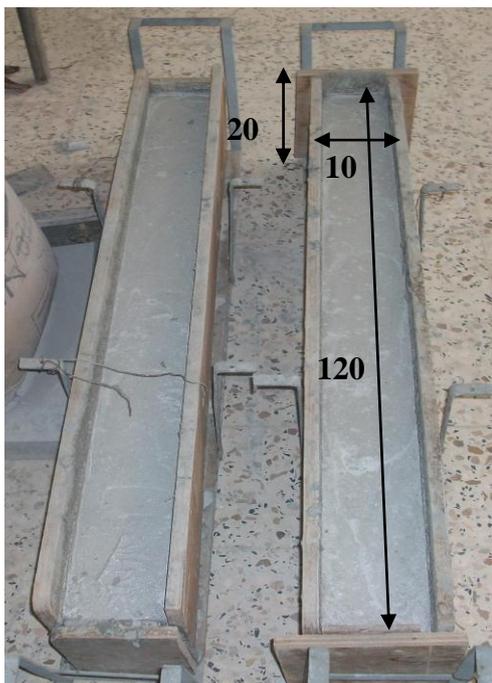


Figure VI.1 Moules prismatiques utilisés.

VI.2.2 Composition des éprouvettes

Les éprouvettes sont composées de fibres métalliques et des aciers noyés dans une matrice en béton. La composition optimale du béton pour un 1 m^3 , déterminée par l'essai de maniabilité pour les fractions volumiques optimums de fibres $W=0,6\%$ et $W=0,8\%$, qui correspondent aux rapports Sable/gravier ($S/G=0,8$ et $S/G=1$), ainsi que la composition pour une éprouvette prismatique $[10 \times 20 \times 120] \text{ cm}$, sont données dans le tableau VI.1 ci- dessous.

Constituants du béton pour 1 m^3	Rapport S/G=0.8	Eprouvette prismatique (10x20x120) S/G=0,8	Rapport S/G=1	Eprouvette prismatique (10x20x120) S/G=1
- Sable 0/3 (kg)	797	19,13	896,67	21,52
-Gravier 3/8 (kg)	106,33	2,55	95,67	2.30
- Graviers 8/15 (kg)	890	21,36	801	19.22
- Ciment CPJ CEMII/A 42.5(C) (kg)	380	9,12	380	9,12
-Eau (E) (kg)	206,52	4,96	206,52	4,96
-Fluidifiant (0.05% du poids de ciment) (ml)	190	4,56	190	4,56

Tableau VI.1 Compositions optimisées pour 1 m^3 de béton et pour une éprouvette $[10 \times 20 \times 120] \text{ cm}$.

La masse pour les teneurs en fibres pour 1 m^3 de béton, ainsi pour une éprouvette prismatique de dimensions $[10 \times 20 \times 120] \text{ cm}$, sont données dans le tableau VI.2.

Fractions volumiques des fibres W %	0,6%	0,8%
Masses pour 1 m^3 (kg)	47,3	62,9
Pour une poutre prismatique (10x20x120) cm (kg)	1,13	1.51

Tableau VI.2 Masse des différentes teneurs en fibres pour 1 m^3 de béton et pour une éprouvette prismatique $[10 \times 20 \times 120] \text{ cm}$.

VI.2.3 Malaxage et mise en œuvre du béton

Le malaxage du béton Pour toutes les séries d'essais effectués est réalisé avec un malaxeur à axe vertical, constitué de cuve et de palettes centrales tournantes, sa capacité est de 65 litres (voir figure VI.2). Ce type de malaxage est très efficace et fournit dans la plupart des cas un béton très homogène.

Après malaxage, les moules prismatiques sont remplies de la manière suivante :

- Pour les séries d'essais avec fibres (sans ferrailage) et les séries d'essais avec armatures (avec ferrailage), les différentes configurations des armatures et les fibres ont été soigneusement disposées à l'intérieur des moules prismatiques, de dimensions (10x20x120) cm. La disposition des fibres a été effectuée en trois (03) phases, pour chaque phase, une vibration du moule est alors réalisée à l'aide d'un vibreur (voir Figure IX.2) pendant 20s. Pour chaque série, on a confectionné trois (03) éprouvettes. Après démoulage, les éprouvettes ont été laissées de côté durant 30 jours, jusqu'à au jour de l'écrasement. Le même jour du coulage des éprouvettes prismatique, des cylindres de dimensions (15x30) cm² (figure IX.3) ont été remplis pour chaque gâchée, afin de réaliser des essais de compression pour déterminer la résistance à la compression du béton utilisée.



Figure VI.2 Malaxeur à axe vertical de capacité 65l et vibreur utilisée.



Figure VI.3 Eprouvette cylindrique de dimensions (15x30) cm².

VI.2.4 Appareillage et essais

Les essais effectués, essais de flexion 3-points et les essais de flexion 4-points, sont réalisées sur une presse hydraulique à déformation contrôlée de type Ibertest au laboratoire de modélisation des matériaux et structures de génie civil à l'université M.M de Tizi-ouzou en Algérie). La presse est équipée d'une chaîne d'acquisition et commande numérique (voire vus donnée à la figure VI.4). Les caractéristiques géométriques des poutres testées sont introduites automatiquement. La capacité de la machine est de 200kN. Les essais de compression sont effectués sur une presse hydraulique de type AUTOTEST piloter par un micro-ordinateur (figure VI.5). Sa capacité maximale est de 2000 KN. Elle est programmée pour les essais de compression et cela pour différentes dimensions des corps d'éprouves (éprouvettes cylindriques ou prismatiquesetc.).



Figure VI.4 Vue du dispositif d'essai « Ibertest ».



Figure VI.5 Presse de force (2000KN) AUTO test (ELE internationale).

VI.3 Description des essais

A fin de suivre le comportement du béton renforcé de fibres de récupération « copeaux », en flexion et au cisaillement (résistance à l'effort tranchant), des essais de flexion 3- points pour les deux rapports Sable/Gravier ($S/G=0,8$ et $S/G=1$) et des essais flexion 4- points pour un rapport Sable/Gravier ($S/G=1$) ont été réalisées sur des éprouvettes prismatiques. Le même jour du coulage des poutres, des cylindres ont été remplis par le même béton, a fin de déterminer la résistance à la compression du béton utilisée. Les deux teneurs en fibres optimums retenues pour chaque série de test est $W=0,6\%$ et $W=0,8\%$.

VI.4 Essais de flexion 3-points

Des essais de flexion 3- points ont été réalisés sur des éprouvettes cylindriques de dimensions $[10 \times 20 \times 120]$ cm (voir figure VI.1), pour les deux rapports Sable/Gravier ($S/G=1$ et $S/G=0,8$), et pour les deux fractions volumiques $W=0,6\%$ et $W=0,8\%$) ainsi que des bétons témoins (sans fibres). Un total de (18) poutres ont été réalisée, (09) pour un rapport $S/G=0,8$ et (09) pour un rapport $S/G=1$, et pour chaque série et pour le même gâché, (03) cylindres ont été remplis pour chaque teneur en fibres et pour un béton témoins, à fin de déterminer la résistance en compression du béton utilisée. La figure VI.6 illustre le principe et le schéma statique de l'essai de flexion 3- points.

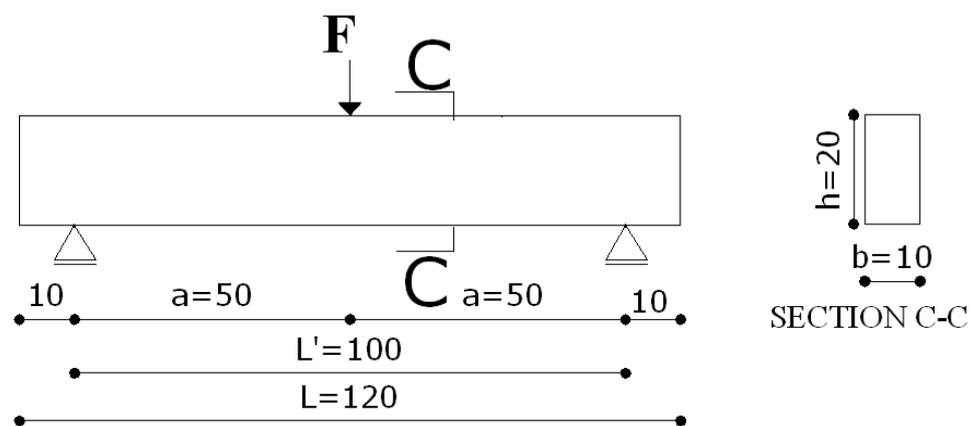


Figure VI.6 Schéma statique de l'essai de flexion 3- points.

Avec :

L : Longueur de l'éprouvette.

L' : Distance entre deux appuis.

a : Distance entre appuis et le point d'application de l'effort.

b : Largeur de l'éprouvette.

h : Hauteur de l'éprouvette.

F : La charge appliquée.

VI. 4.1 Présentation des résultats et discussions

Les résultats donnés correspondent à la moyenne sur trois essais réalisés pour chaque fraction volumique ($W=0,6\%$ et $W=0,8\%$) de fibres et pour le béton témoin (sans fibres). Ainsi que pour les deux rapports Sable/gravier ($S/G=1$ et $S/G=0,8$).

VI.4.3 Résultats des essais à la compression

Les résultats des essais à la compression après écrasement à 30 jours, correspondant à la moyenne sur trois essais (cylindres) pour chaque fraction volumique et le béton témoin, ainsi que pour les deux rapports ($S/G=1$ et $S/G=0,8$) sont résumés dans le tableau VI.3 ci-dessous.

Teneurs en fibres (%)	Résistance à la compression pour $S/G=1$ [Mpa]	Résistance à la compression pour $S/G=0,8$ [Mpa]
Béton témoin ($W=0\%$)	25,68	24,76
$W=0,6\%$	22,64	21,87
$W=0,8\%$	20,19	20.11

Tableau VI.3 Résultats des essais à la compression pour les deux rapports ($S/G=0,8$ et $S/G=1$).

D'après les résultats obtenues en compression simple, après écrasement des éprouvettes cylindriques pour les deux rapports sable gravier ($S/G=0,8$ et $S/G=1$), qui sont présentés dans le tableau 3, nous ont permis de constater ; plus la teneur en fibres augmente la résistance a la compression diminue par rapport au béton témoin (sans fibres) voir tableau VI.3. Ceci s'explique par le fait que lorsque le volume de fibres est important dans une éprouvette cylindrique, ces fibres créent des vides (cavités) à l'intérieur des éprouvettes en béton. Ces cavités sont dues à la forme des fibres ondulées.

VI.4.4 Résultats des essais flexion 3- points

La figure VI.7 illustre un exemple du mode de rupture des poutres testée lors des essais en flexion 3-points.



Figure VI.7 Exemple du mode de rupture des poutres lors des essais flexion 3-points.

Les courbes représentant la force en fonction de la flèche en travée pour les deux rapports ($S/G=1$, $S/G=0,8$), correspondant à la moyenne sur trois essais (éprouvettes prismatiques), pour chaque fraction volumique ($W=0,6\%$ et $W=0,8\%$) et pour le béton témoin, sont données respectivement sous forme de graphe comme suit :

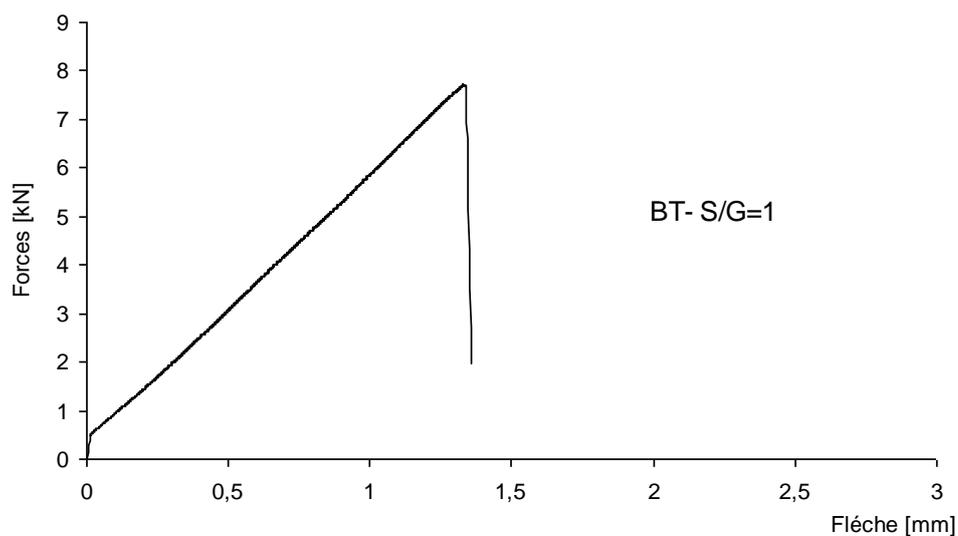


Figure VI.8 Courbe force-flèche pour BT- $S/G=1$.

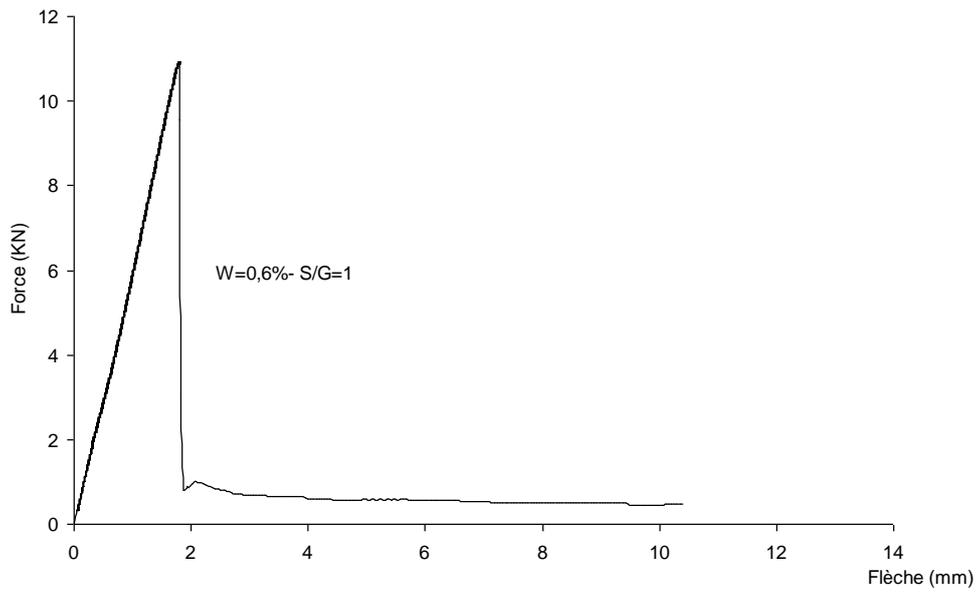


Figure VI.9 Courbe force-flèche pour W=0,6% - S/G=1.

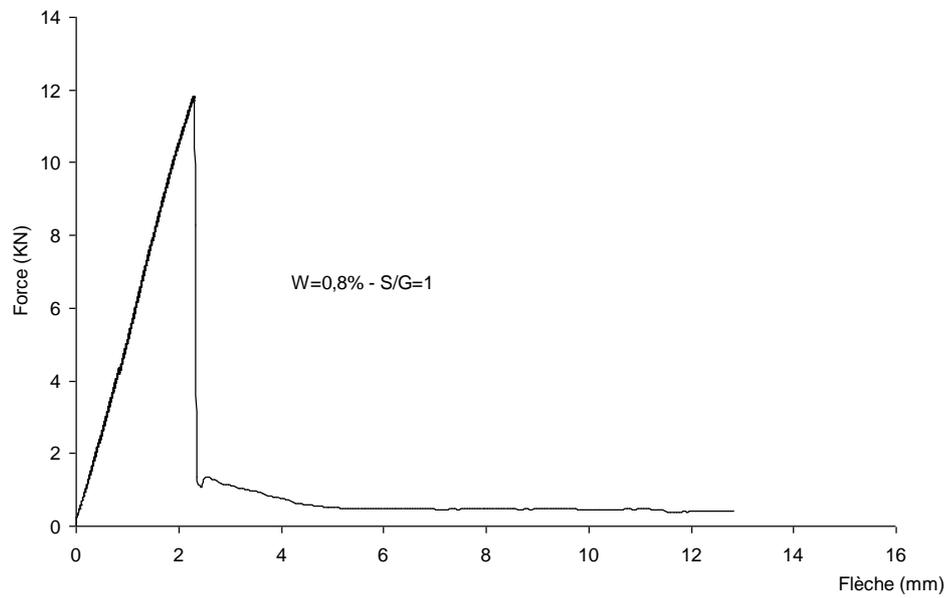


Figure VI.10 Courbe force-flèche pour W=0,8% - S/G=1.

On donne sur la figure VI.11 suivante la superposition des courbes moyennes force- flèche en travée pour les teneurs en fibres $W=0,6\%$, $0,8\%$ et béton témoin pour un rapport sable/Gravier $S/G=1$.

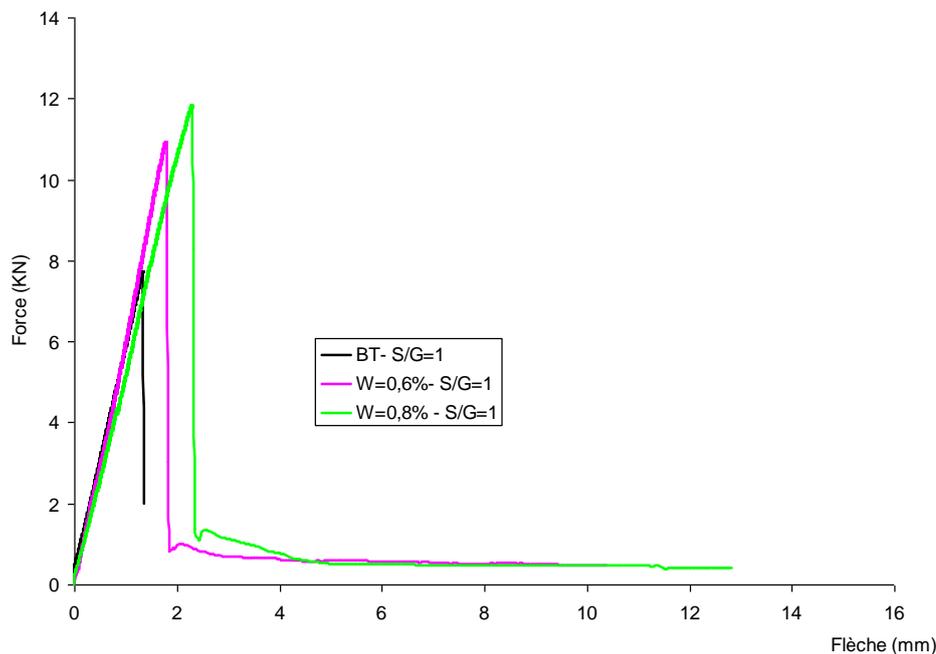


Figure VI.11 Superposition des Courbes force-flèche pour BT, $W=0,6\%$ et $0,8$ - $S/G=1$.

La figure VI.11 représentent les résultats obtenus par les essais de flexion 3-points, pour les teneurs en fibres $W=0,6\%$, $0,8\%$ et béton témoin BT (sans fibres), pour un rapport sable/Gravier $S/G=1$. Nous observons à travers les courbes force-flèche en travée :

- La résistance et la rigidité en flexion des poutres avec une teneur en fibre $W=0,8\%$ est meilleur que les poutres avec une teneur en fibre $w=0,6\%$ et les poutres de béton témoin BT.
- Ces résultats obtenus montrent aussi que l'ajout des fibres confère une ductilité significative au matériau par rapport au béton témoin (sans fibres).
- D'autre part le comportement du béton de fibres en flexion, se caractérise par la présence de deux (2) phases :

1- Une phase linéaire correspondant à un comportement quasi – élastique du matériau, c'est la phase de pré fissuration du béton. Cette phase se termine par l'apparition de la macro fissure.

2- Une deuxième phase dans laquelle on observe une chute brutale, sans rupture brusque de la poutre, de la capacité portante du matériau, c'est la phase post fissuration. Dans cette phase la matrice béton rompt et les bords de la fissure sont reliés par les fibres (voir figure VI.7) ce qui permet d'éviter une rupture brutale.

Ces résultats de la figure VI.11, nous ont permis de constater aussi que l'effort de rupture des poutres avec une teneur en fibres $W=0,8\%$ ($F= 11,75$ KN) est augmenté d'environ 50 %, par rapport aux poutres sans fibres (BT) ($F=7,68$ KN). Par contre la déformation (fléché) à mi travées a doublé.

Les courbes représentant la force en fonction de la flèche en travée pour un rapport sable /Gravier $S/G=0,8$, correspondant à la moyenne sur trois essais (éprouvettes prismatiques), pour chaque fraction volumique ($W=0,6\%$ et $W=0,8\%$) et pour les un béton témoin, sont données forme de graphe comme suit :

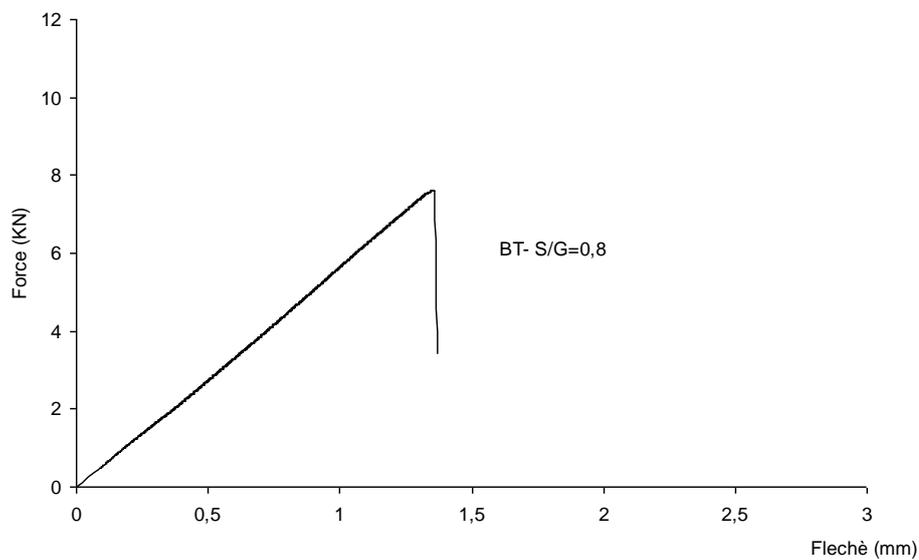


Figure VI.12 Courbe force-flèche pour BT- S/G=0,8.

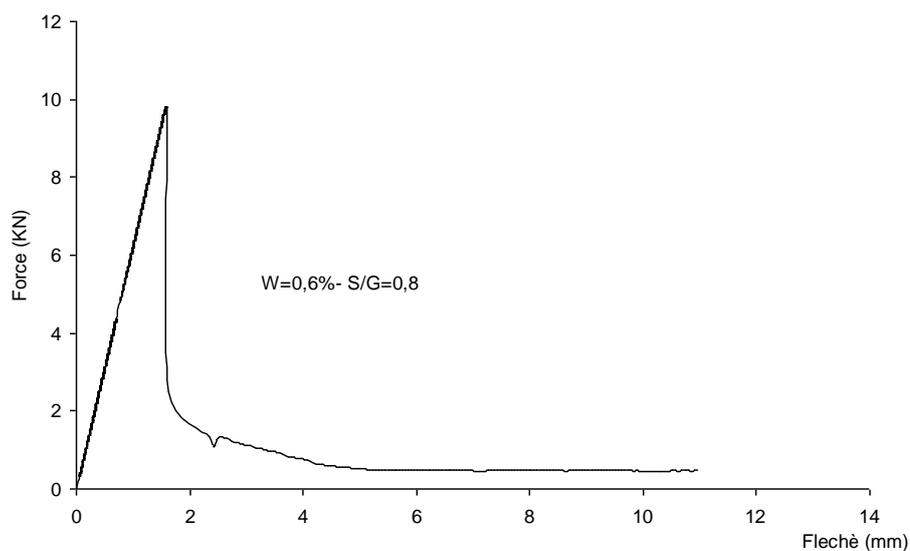


Figure VI.13 Courbe force-flèche pour $W=0,6\%$ - S/G=0,8.

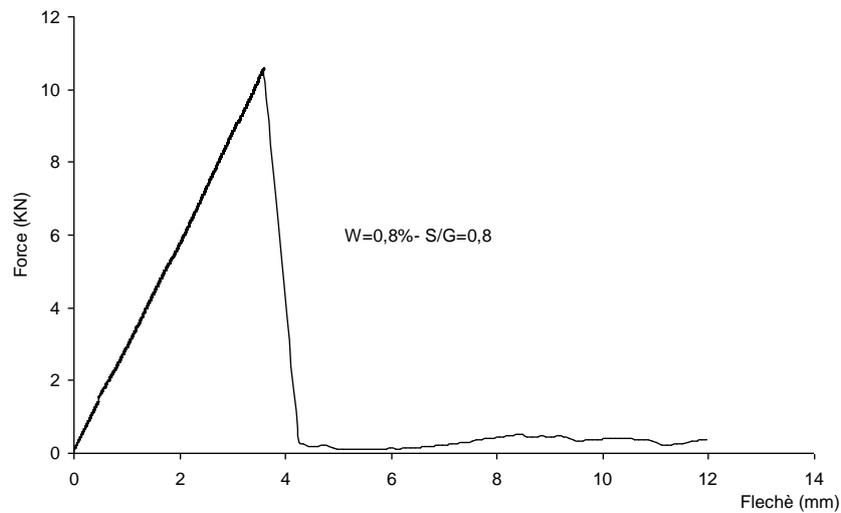


Figure VI. 14 Courbe force-flèche pour $W=0,8\%$ - $S/G=0,8$.

On donne sur la figure VI.15 suivante la superposition des courbes moyennes force- flèche en travée pour les teneurs en fibres $W=0,6\%$, $0,8\%$ et béton témoin pour un rapport sable/Gravier $S/G=0,8$.

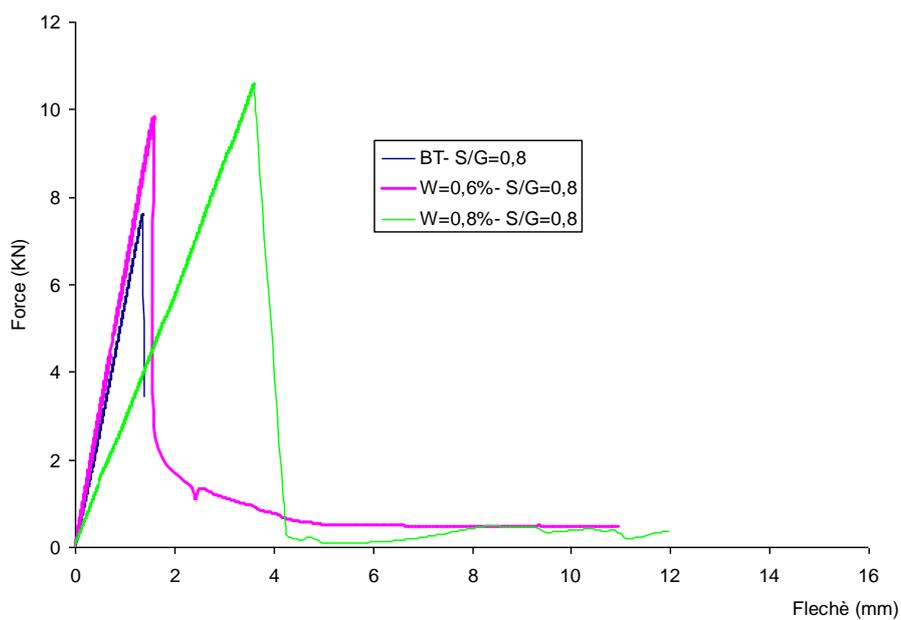


Figure VI.15 Superposition des Courbes force-flèche pour BT, $W=0,6\%$ et $0,8$ - $S/G=0,8$.

La figure VI.15 représentent les résultats obtenus par les essais de flexion 3-points, pour les teneurs en fibres $W=0,6\%$, $0,8\%$ et béton témoin BT (sans fibres), pour un rapport sable/Gravier $S/G=0,8$.

Les mêmes constatations ont été observées que les essais avec un rapport sable/gravier ($S/G=1$). Toutefois l'effort de rupture des poutres avec une teneur en fibres $W=0,8\%$ ($F=10,59$ KN) est augmenté d'environ 40% , par rapport aux poutres sans fibres (BT) ($F=7,52$ KN). Par contre la déformation (fléché) à mi travées augmentée considérablement (3fois) par rapport au béton témoin BT (sans fibres), et ça s'explique par le nombre de fibres important qui traverse la zone de rupture des poutres testées (voir figure VI.7).

VI.5 Essais de flexion 4-points

Trois séries (03) d'essais de flexion 4-points, un total de (27) poutres ont été réalisés sur des éprouvettes prismatiques de dimensions $[10 \times 20 \times 120]$ cm, pour un rapport Sable/Gravier ($S/G=1$) et pour les deux fractions volumiques $W=0,6\%$ et $W=0,8\%$) ainsi que des bétons témoins (sans fibres). La première série réalisée sur des poutres prismatiques, sans ferraillement des poutres, ces poutres contiennent uniquement des fibres ($W=0,6\%$ et $W=0,8\%$) ainsi qu'un béton témoin (sans fibres), La deuxième série d'essais sur les mêmes poutres et pour les deux fractions volumiques, ainsi qu'un béton témoin ($W=0,6\%$, $W=0,8\%$ et BT), avec un ferraillement de la partie inférieure (partie tendue) de la poutre avec (2T8). La troisième série d'essais sur ces mêmes poutres et les mêmes fractions volumiques, mais avec un ferraillement des poutres qui est différents par rapport à la deuxième série de test, 2T10 dans la partie tendue et 2T8 dans la partie comprimé, plus un cadre en $\emptyset 6$.

VI.5.1 Première série d'essais en flexion 4-points

Pour cette première série d'essais un total de (9) poutres ont été réalisées sur des éprouvettes prismatiques de dimensions $[10 \times 20 \times 120]$ cm, en flexion 4-points, à fin de suivre le comportement au cisaillement (résistance à l'effort tranchant) de béton renforcée de fibres « copeaux », pour un rapport Sable/Gravier ($S/G=1$) et pour les deux fractions volumiques $W=0,6\%$ et $W=0,8\%$) ainsi que pour le béton témoin BT (sans fibres).

La figure VI.16 illustre le principe et le schéma statique de l'essai de flexion 4-points, pour la première série d'essais.

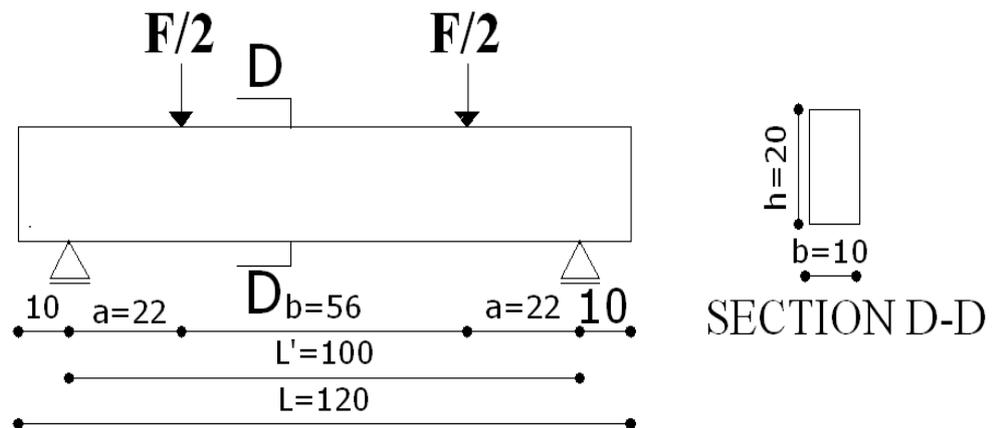


Figure VI.16 Schéma statique de l'essai de flexion 4- points.

VI.5.2 Résultats de la première série d'essais en flexion 4- points

La figure VI.17 illustre un exemple du mode de rupture des poutres testées lors des essais en flexion 4-points pour la première série d'essais.



Figure VI.17 Exemple du mode de rupture des poutres lors des essais flexion 4-points pour la première série d'essais.

On donne sur la figure VI.18 suivante la superposition des courbes moyennes force- flèche pour les teneurs en fibres $W=0,6\%$, $0,8\%$ et béton témoin BT (sans fibres) pour un rapport sable/Gravier $S/G=1$.

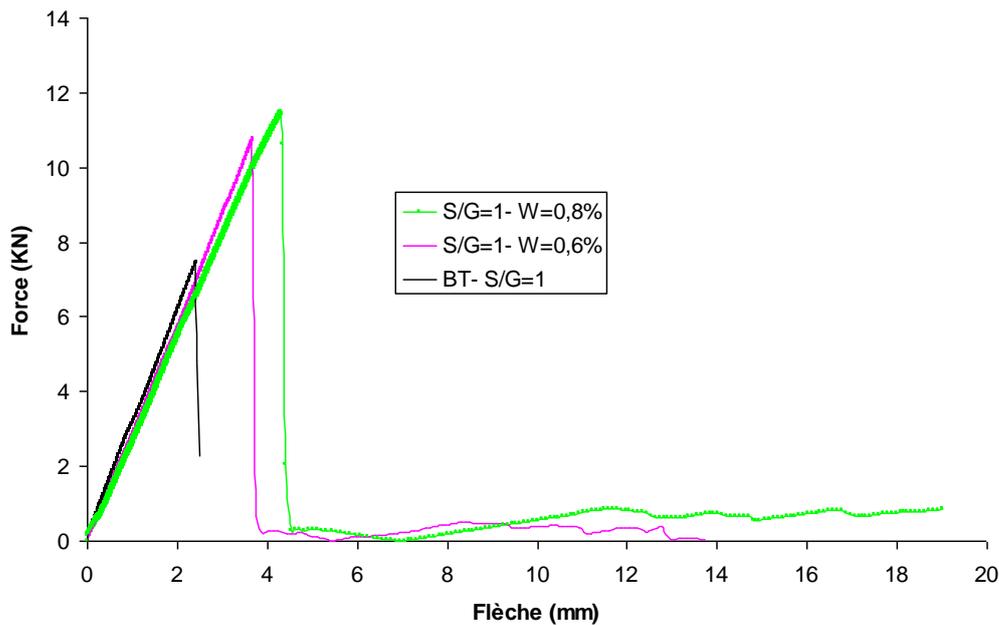


Figure VI.18 Superposition des Courbes force-flèche pour la première série d'essais lors des essais flexion 4-points.

D'après les résultats de la première série d'essais (figure VI.18) qui présente la superposition des courbes moyennes force-flèche des poutres testées, pour les teneurs en fibres, $W=0,6\%$, $W=0,8\%$ ainsi que BT (sans fibres), ainsi que d'après le mode de rupture de ces poutres testées (figure VI.17) lors des d'essais en flexion 4-points, on à constaté :

La rupture des poutres testées (voir figure VI.17), est un rupture en flexion. Vue que ces poutres testées de cette première série sont pas armés, la flexion produite avant la rupture par cisaillement.

Les courbes obtenues (figure VI.18), montrent que c'est un comportement en flexion simple, on remarque que la résistance et la rigidité en flexion des poutres avec une teneur en fibre $W=0,8\%$ et meilleur que les poutres avec une &teneur en fibre $w=0,6\%$ et les poutres sans fibres (BT).

Ces résultats obtenus montrent aussi que l'ajout des fibres confère une ductilité significative au matériau par rapport au béton témoin (sans fibres). D'autre part le comportement du béton de fibres en flexion, ce caractérise par la présence de deux (2) phases expliquées lors des essais flexion 3- points vue précédemment.

Ces résultats de la première série (figure VI.18), nous ont permis de noter également que l'effort de rupture des poutres avec une teneur en fibres $W=0,8\%$ ($F=11,46$ KN) est augmenté

d'environ 50 %, par rapport aux poutres sans fibres (BT) ($F=7,47$ KN). Par contre la déformation (flèche) augmentée d'environ 40 %.

VI.5.3 Deuxième série d'essais en flexion 4-points

Pour cette deuxième série d'essais un total de (18) poutres ont été réalisées. Deux séries d'essais flexion 4-points ont été réalisées dans cette série de test (série A et B), avec un ferrailage des poutres des deux séries qui est différent, sur des éprouvettes cylindriques de dimensions $[10 \times 20 \times 120]$ cm, pour le rapport Sable sur Gravier ($S/G=1$) et pour les deux fractions volumiques $W=0,6\%$ et $W=0,8\%$) ainsi que le béton témoin BT (sans fibres), pour la première série de test (série A) deux armatures longitudinales dans la partie tendue ont été utilisées de diamètre $\varnothing = 8$ mm, par contre pour la deuxième série d'essais (série B) des armatures longitudinales ayant un diamètre $\varnothing = 10$ mm pour les armatures tendues et un diamètre $\varnothing = 8$ mm pour les armatures comprimées, ainsi que des armatures transversales (étriers) avec un diamètre $\varnothing = 6$ mm avec un espacement $S_t = 20$ cm, les caractéristiques des aciers utilisées sont présentes dans le tableau VI.4.

Les figures VI.19.a et VI.19.b illustrent le principe et le schéma statique des deux séries d'essais réalisées (série A et B).

Caractéristiques des aciers	Diamètre [mm]	Limite d'élasticité [MPa]	Module de Young [MPa]
Armatures longitudinales	$\varnothing 8, \varnothing 10$	400	2×10^5
Armatures transversales (étriers)	$\varnothing 6$	335	2×10^5

Tableau VI.4 Caractéristiques des aciers utilisés pour les deux séries d'essais (série A et B).

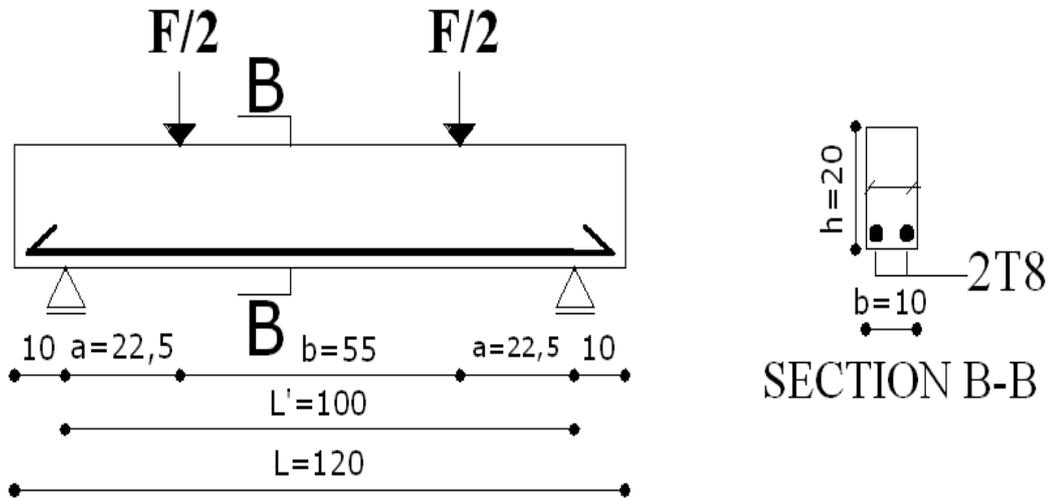


Figure VI.19.a Schéma statique de la première série d'essais (série A) en flexion 4- points.

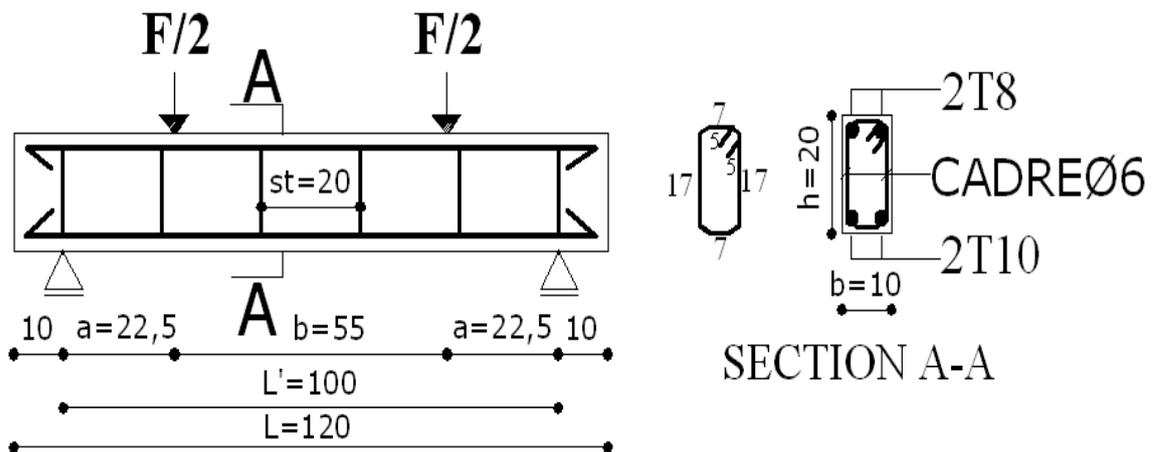


Figure VI.19.b Schéma statique de la deuxième série d'essais (série B) en flexion 4- points.

VI.5.4 Résultats de la deuxième série d'essais en flexion 4-points

La figure IX.20 illustre mode de rupture des poutres testées (série A et B) lors des essais en flexion 4-points.



Figure VI.20 Mode de rupture des poutres testées (série A et B) lors des essais flexion 4-points.

La figure VI.21 illustre la superposition des courbes moyennes force- flèche de la première série de test (série A).

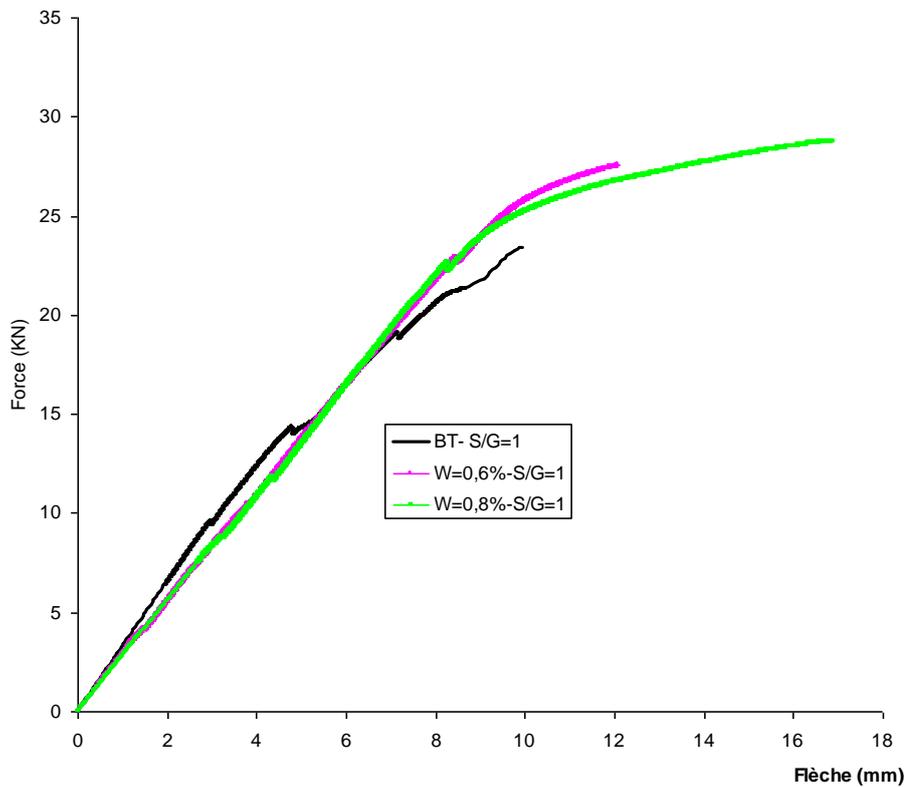


Figure VI.21 Superposition des Courbes force-flèche de la première série de test (série A), pour BA, W=0,6% et 0,8 - S/G=1.

La figure VI.22 illustre la superposition des courbes moyennes force- flèche de la première série de test (série B).

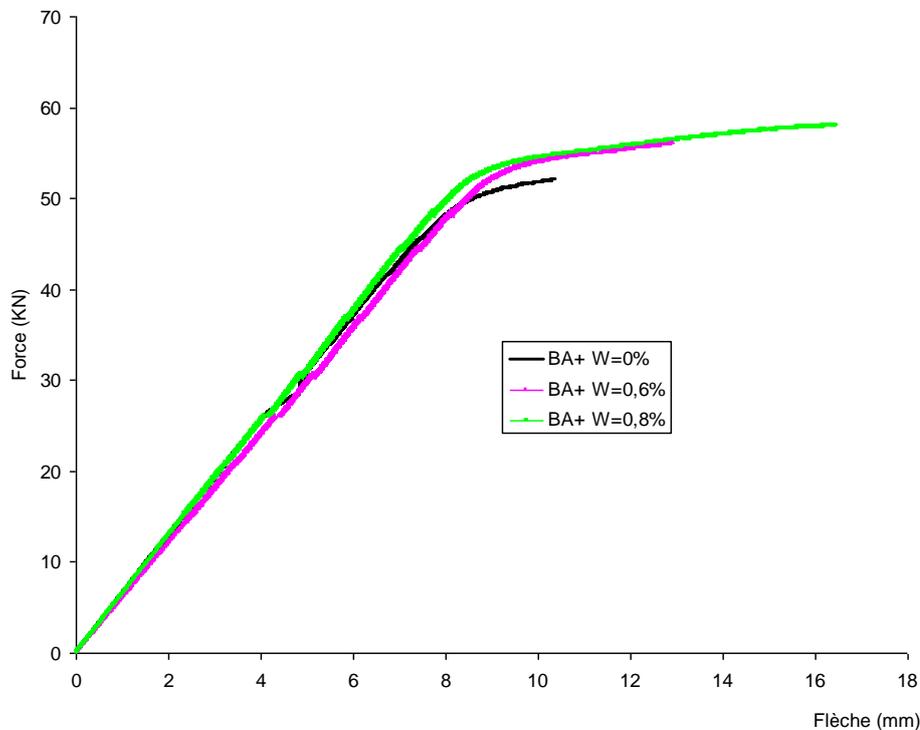


Figure VI.22 Superposition des Courbes force-flèche de la première série de test (série B), pour BA, W=0,6% et 0,8 - S/G=1.

Les résultats présentés par les figures (VI.21 et VI.22), obtenues par la deuxième série d'essais série (A et B) en flexion 4-points effectuées, sur des poutres prismatique de dimensions [10x20x120] cm en béton armé renforcé de fibres métallique « copeaux d'usage des pièces en acier » à fin d'étudier le comportement mécanique au cisaillement (résistance à l'effort tranchant) nous ont permis de constater :

Ces résultats des figures (VI.21 et VI.22), qui présentent la superposition des courbes moyennes force-flèche des poutres testées, pour les teneurs en fibres, W=0,8%, W=0,6% et le béton témoin BT (sans fibres), ainsi que d'après le mode de rupture de ces poutres testées (figure VI.20) lors des d'essais en flexion 4-points. On a constaté que la rupture des poutres testées (voir figure VI.20), est une rupture par cisaillement (effet de l'effort tranchant), caractérisée par des fissures diagonales à 45° , ce qui explique une rupture par cisaillement pour les deux série d'essais (série A et B).

On a obtenu une rupture par cisaillement pour les deux séries d'essais (A et B), vu que les poutres testées sont armées dans la partie tendue donc on a évité des ruptures en flexion.

D'après les résultats de la Série A (figure VI.21) qui présentent la superposition des courbes moyennes force-flèche pour les teneurs en fibres $W=0,8\%$ et $W=0,6\%$ ainsi que béton témoin BT (sans fibres), il apparaît que l'ajout de fibres (copeaux d'usinage de pièces en acier) dans le béton améliore la résistance et la rigidité pour une teneur $W=0,8\%$ par rapport $W=0,6\%$ et le BT du béton au cisaillement et lui confère une ductilité significative.

Ces résultats de cette série A (figure VI.21), nous ont permis de constater aussi que l'effort de rupture des poutres avec une teneur en fibres $W=0,8\%$ ($F=28,77\text{KN}$) est augmenté d'environ 23 %, par rapport aux poutres sans fibres (BT) ($F=23,40\text{KN}$). Par contre la déformation (fléché) est augmentée d'environ 65 %.

D'après les résultats de la Série B (figure VI.22) qui présente la superposition des courbes moyennes force-fléché pour les teneurs en fibres $W=0,8\%$ et $W=0,6\%$ ainsi que BT (sans fibres), on a constaté que l'effort à la rupture par cisaillement de cette série d'essais (série B) a doublé en comparaison par rapport à l'effort à la rupture de la série A., et ça s'explique par le fait que les poutres testées (série B) sont armées dans la partie tendue et comprimées, plus des cadres (étriers) (voir figure VI.19.b).

Ces résultats de la série B nous ont permis aussi de constater que l'ajout des fibres confère une ductilité significative au matériau par rapport au béton témoin (sans fibres). Ces résultats aussi nous ont permis de constater que la résistance et la rigidité en flexion des poutres avec une teneur en fibre $W=0,8\%$ est meilleure que les poutres avec une teneur en fibre $W=0,6\%$ et le béton témoin BT.

Voilà à titre d'exemple quelques images prises lors des essais en flexion 4-points qui présentent le début d'ouverture des fissures en fonction de la force appliquée. Pour le cas des poutres de la deuxième série cas d'une poutre en (BA+ $W=0,6\%$) voir figures (VI.23, VI.24 et VI.25), début d'apparition des fissures en fonction de la force de la machine appliquée.

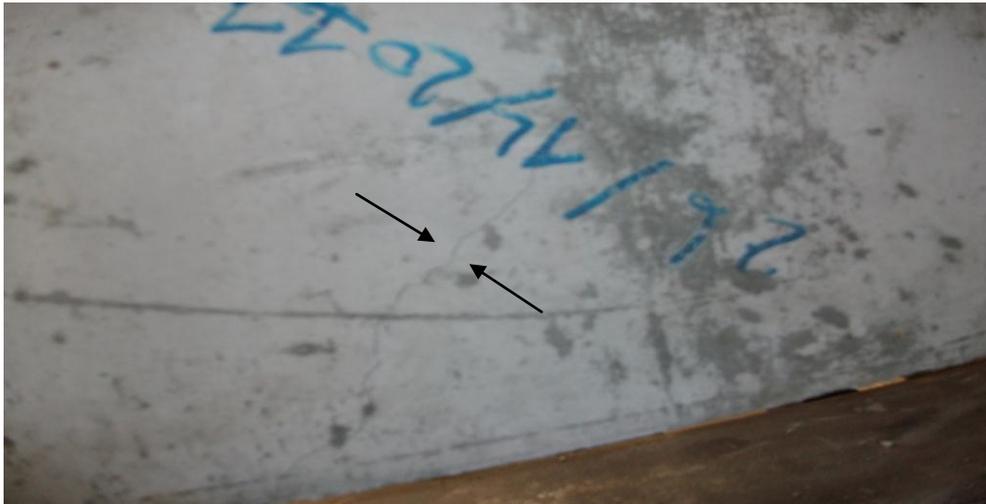


Figure VI.23 Début d'ouverture de fissures diagonale pour un force $F= 61,753$ KN.



Figure VI.24 Ouverture de fissures diagonales pour un force $F= 69,422$ KN.



Figure VI. 25 Ouverture de fissures diagonales pour un force $F= 79.572$ KN.

VI.6 Conclusions

Cette étude expérimentale menée sur des poutres renforcées des fibres de récupération « copeaux d'usinage », à fin de suivre le comportement en flexion et en cisaillement (résistance à l'effort tranchant), nous a permis de conclure d'après les résultats obtenues :

Les essais de compression réalisés sur des éprouvettes cylindriques, nous ont permis de constater que l'ajout des fibres avec des pourcentages importants, diminue la résistance à la compression. Lorsque le volume de fibres est important dans une éprouvette cylindrique, ces fibres créent des vides (cavités) à l'intérieur des éprouvettes en béton.

L'ajout des fibres (copeaux d'usinage) confère une ductilité significative au matériau par rapport au béton témoin (sans fibres), dont on a obtenu des ruptures ductiles au lieu que fragile.

Ces résultats expérimentaux nous ont permis de constater aussi que les fibres de récupération (copeaux), ont augmenté la résistance et la rigidité en flexion et en cisaillement des poutres. Une teneur en fibre $W=0,8\%$ est meilleure que la teneur en fibre $W=0,6\%$ et le béton témoin BT (les poutres sans fibres).

Nous pouvons noter également à partir de cette étude expérimentale, que pour obtenir une rupture par cisaillement, il faut armer les poutres dans la partie tendue à fin d'éviter une rupture en flexion, c'est-à-dire que les fibres ne peuvent pas changer le mode de rupture des poutres de la flexion au cisaillement : par contre, elles augmentent l'effort de rupture des poutres d'environ 40%, de plus elles confèrent aux matériaux une résistance résiduelle post rupture.

On comparant les résultats d'essais réalisés en flexion 4-points série1 et série2 (série A et B), on peut conclure qu'une combinaison de ferrailage des poutres (fibres + étriers), donne une meilleure résistance et rigidité à l'effort tranchant, par rapport à des poutres qui sont armées uniquement avec des fibres. Ces vides créés sont dus à la forme des fibres qui sont ondulées.

CONCLUSION GENERALE

Le béton armé de fibres métalliques présente des caractéristiques mécaniques lui permettant une utilisation industrielle dans le domaine de la construction et des travaux publics. L'évolution de la réponse de ce matériau à des sollicitations de traction le rend particulièrement intéressant. Parmi les facteurs influençant son comportement en traction on peut noter :

- La géométrie des fibres utilisées.
- L'adhérence fibres - matrice de béton.
- Le pourcentage des fibres
- L'orientation des fibres.

Toutefois, il en existe certaines applications pour lesquelles le béton armé classique n'est pas le mieux recommandé du fait qu'il aura à subir les désagréments des situations les plus craintes telles que la difficulté de mise en place des cages d'armatures dans certaines pièces en béton armé (Pieux), l'insuffisance de l'enrobage dans les pièces minces (dallages)...etc. Afin de pallier à ces difficultés, les gents du domaine font appel à d'autres matériaux, et c'est exactement là qu'interviennent les bétons de fibres.

Les bétons de fibres doivent leur nom à l'incorporation de fibres dont la forme, la nature et le dosage en fibres sont étroitement liés à leurs destinations. Confronté à ce choix on est amené à avoir une parfaite connaissance des exigences de l'application, pis encore, l'effet que peut avoir chaque variables sur le comportement du béton afin que l'on puisse élaborer le matériau le plus convenable et pour ce faire, user de l'expérience est indispensable.

Devant ce fait, cette étude expérimentale a été menée dans le but de saisir et comprendre l'impact ou l'effet que peut avoir l'introduction des fibres ondulées en spirales issues des déchets d'usinage des pièces en acier « copeaux », dispersées aléatoirement, sur le comportement du béton qui est caractérisé par des essais de caractérisation du comportement mécanique des fibres ondulées, des essais de traction directe et de compression du béton armé de fibres, ainsi que des essais de flexion et de cisaillement « résistance à l'effort tranchant », tout en faisant varier le pourcentage en volume des fibres W (0,2%, 0,4%, 0,6%, 0,8%, 1% et 1,5%) par conséquent nous avons constaté ce qui suit :

Les essais réalisées à fin de caractériser le comportement mécaniques des fibres « copeaux » nous ont permis de mettre en évidence l'influence de la longueur des fibres et du nombre d'ondulations sur leur résistance en traction. Il apparaît que la meilleure résistance est atteinte pour une longueur de 50 mm avec 8 ondulations.

La formulation des bétons de fibres est totalement différente de celle des bétons ordinaires il est recommandé d'utiliser la méthode « Baron Lesage », préconisée par le LCPC et qui compte principalement sur le maniabilimètre LCL.

Les fibres jouent, quant la maniabilité, le rôle du plus gros granulat. En effet, la maniabilité du matériau composite (béton de fibres métalliques) diminue lorsque le pourcentage en fibres augmente. Le pourcentage maximal des fibres utilisées lors des essais de maniabilité est de 0,8%. Cette étape nous a permis de fixer les rapports Sable/Gravier (S/G=0,8, S/G=1) donnant une meilleur maniabilité pour les différentes teneurs en fibres, ainsi que les compositions de béton adéquates.

Les essais de traction directe réalisées sur des éprouvettes en haltères de section droite [100x100] mm en béton de fibres, à fin de suivre leur comportement en traction et l'étude de l'influence de l'ajout des déchets d'usinage des pièces en acier « copeaux ». Des résultats obtenus, pour les deux rapports Sable/Gravier (S/G=0,8 et S/G=1), il apparaît que, pour S/G=1, la résistance diminue quant le pourcentage en fibres augmente, dans ce cas, par contre pour S/G=0,8, nous avons constaté que les fibres améliore la rigidité et la résistance du composite, pour les teneurs ($w=0,6\%$, $W=0,8\%$, $W=1\%$, $W=1,2\%$). Les résultats obtenus ont montré que l'ajout des fibres confère une ductilité significative au matériau par rapport au béton témoin (sans fibres), pour les rapports sable/gravier (S/G=0.8, S/G=1). D'autre part le comportement du béton de fibres en traction pour les teneurs (0.6%, 0.8%, 1%, 1.2%, 1.5%), ainsi que pour les rapports S/G=0.8, S/G=1), ce caractérise par la présence de deux (2) phases. Une phase linéaire correspondant à un comportement quasi – élastique du matériau, c'est la phase de pré fissuration du béton et la deuxième phase dans laquelle on observe une chute brutale, sans rupture brusque de l'éprouvette, la capacité portante du matériau, c'est la phase post fissuration. Dans cette phase la matrice béton rompt et les bords de la fissure sont reliés par les fibres.

Pour les essais réalisées sur des poutres renforcées de fibres de récupération « copeaux d'usinage », à fin de suivre leur comportement en flexion et au cisaillement « résistance à l'effort tranchant ». Les résultats des essais effectués en flexion et au cisaillement montrent que l'ajout des fibres (copeaux d'usinage) confère une ductilité significative au matériau par rapport au béton témoin (sans fibres), dont on a obtenu des ruptures ductiles au lieu de ruptures fragiles.

Ces résultats expérimentaux nous ont permis de constater aussi que les fibres de récupération (copeaux), ont augmenté la résistance et la rigidité en flexion et en cisaillement des poutres. Une teneur en fibre $W=0,8\%$ est meilleure que la teneur en fibre $W=0,6\%$ et le béton témoin BT (les poutres sans fibres).

Nous pouvons noter également à partir de cette étude expérimentale, que pour obtenir une rupture par cisaillement, il faut armer les poutres dans la partie tendue à fin d'éviter une rupture en flexion, c'est-à-dire que les fibres ne peuvent pas changer le mode de rupture des poutres de la flexion au cisaillement : par contre, elles augmentent l'effort de rupture des poutres d'environ 40%, de plus, elles confèrent aux matériaux une résistance résiduelle post rupture.

La comparaison des résultats obtenus en flexion 4-points, des essais sur des poutres qui sont armés uniquement avec des fibres de récupération « copeaux d'usinage », ainsi que les essais sur des poutres qui sont armés avec des fibres plus des armatures transversales (étriers), nous ont permis de conclure qu'une combinaison de ferrailage des poutres (fibres+étriers), donne une meilleure résistance et rigidité à l'effort tranchant, par rapport aux poutres qui sont armés uniquement avec des fibres.

Les résultats des essais réalisées sur des éprouvettes cylindriques à fin de suivre le comportement du béton renforcé avec les copeaux d'usinage, en utilisant le même béton que les essais de traction directe, flexion et cisaillement « résistance à l'effort tranchant », ainsi que les mêmes pourcentages en fibres (pourcentages optimaux). Ces derniers nous ont permis de constater que l'ajout des fibres avec des pourcentages importants, diminue la résistance à la compression. Lorsque le volume de fibres est important dans une éprouvette cylindrique, ces fibres créent des vides (cavités) à l'intérieur des éprouvettes en béton. Ces vides créés sont dus à la forme des fibres qui sont ondulées.

Le travail présenté dans cette thèse nécessite comme tout projet, des raffinements afin de pouvoir obtenir d'autres résultats importants et de tirer des conclusions encore plus précises. Ce travail futur s'inscrivant dans la suite du programme de notre recherche initié grâce à notre thèse est nécessaire afin d'étudier d'autres configurations d'essai, c'est-à-dire le renforcement du béton avec le même type de fibres, en prenant en considération les conclusions tirées de cette thèse à fin d'voir des résultats meilleurs.

Les perspectives envisagées dans ce contexte sont :

- A fin d'améliorer les résultats obtenus sur le béton renforcé avec ce type de fibres « copeaux d'usinage des pièces en acier » (traction directe, compression, flexion, cisaillement) à partir de cette étude expérimentales. On s'intéressant à certains paramètres tel que :
- La longueur des fibres.
- Utiliser des granulats concassées au lieu que roulées pour avoir une meilleur adhérence (fibre, béton).
- La géométrie des fibres (plates, ondulées), réaliser des essais avec des fibres plates au lieu que ondulées à fin de diminuer les vides (cavités) dans la pâte cimentaire.
- Le dosage des fibres.
- La disposition des fibres en éventuellement passer à des fibres longues orientées.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] SUMPTER M.S., «Behavior of high performance steels as shear reinforcement for concrete beams», Thèse de doctorat de l'université de NCS, Civil Engineering, Raleigh, NC,
- [2] ANSOURIAN P., « Experiment on continuous composite beams», proc. Inst. Civ. Engrs, part 2,71, pp. 25-51, Décembre 1981.
- [3] BALAGURU P., RAMAKRISHAN V., « Properties of fiber reinforced concrete : workability behaviour under long-term loading, and air-void characteristics», ACI. Materials journal, pp 189-196, may- jun 1988.
- [4] BARTOS P., « Revue paper Bondin fiber reinforced cement and concret», USA Inst J of cem. Compos Vol n⁰3. Pp 31-37 1981.
- [5] BUYLE BODIN F., « Jijec, utilisation d'un jonc en composite fibre de verveine lester come renforcement actif ou passif du béton», Annales de l'ITBTP N⁰ 530, 1995.
- [6] BERNIER G., « Caractérisation et contrôle des bétons renforcés de fibres», Annales de L'I.B.T.P. N⁰ 494 série béton, Juin 1991.
- [7] STRATFORD T., BURGOYNE C., «Shear analysis of concrete with brittle reinforcement», Journal of composites for construction, ASCE, Novembre 2003.
- [8] BOUAFIA Y., « Résistance à l'effort tranchant des poutres en béton à précontrainte extérieure. Etude expérimentale et calcul à la rupture», Thèse de doctorat ECP, 1991.
- [9] CUYKENS T., VESTERMANS J., « Béton renforcé des fibres en acier». Extrait de C.S.T.C.- revue, n⁰3, Septembre 1977.
- [10] DEHOUSSE N., « Fiber reinforced cement and concret», Rylem symposium. G.B. the construction press, LTD. Ed ADAM Neuilly Communication 4.1.1975.
- [11] DEHOUSSE N., LEJEUNE A., KUYKENS T., « Les mortiers et bétons renforcés de fibres d'acier », Bruxelles. C.S.T.C. Revue n⁰2, 1974.
- [12] EDINGTON J., HANNANT., « Steel fiber reinforced of compacting by vibration», mat et const 5, n⁰25, janvier-fevrier 1972.
- [13] EDINGTON J., AL., « Steel fiber reinforced concrete», G.B. Building Res.Est ; Curent. Paper 63/74. 1974.
- [14] EL HACHEM M., « Etude de l'influence de la fibre de fonte sur le fluage et le retrait du béton», Thèse de docteur de l'E.C.P. février 1990.
- [15] WATHER R., MICHL.BRADT M., « Dimensionnement des structures en béton», bases et technologie, Lausane, Juillet 1990.

- [16] FERRARO MAIA A.C., GRELAT A., FOURE B., « Analyse non linéaire des ossatures en béton armé ou précontraint compte tenu du retrait, du fluage et de la relaxation », Annales de L'I.T.B.T.P. 412 –février 1983.
- [17] FOURE B., « Béton à haute résistance », Rapport sur les essais de poutres et de poteaux OG, C.E.B.T.P. Nov. 1985.
- [18] HUGHS., FATTUCHI., « The workability of steel fiber reinforced concrete G. B », Magazine of concrete research, vol 28, n° 96, 1981.
- [19] JEJCIC O., ZANGHLLINE F., « Mortier et ciment armés de fibres », Une étude bibliographique, Annales de L'I.T.B.T.P. suppl. n° 347 série matériaux 51, pp. 46-87 1977.
- [20] JINDAL R.L., « Shear and moment capacities of steel fiber reinforced concrete beams », USA, AM concr.Inst, SP81.1, 1981.
- [21] JONSTON C.D., « Propeties steel fiber reinforced portar and concret », Proceedings of the symposium on fibrous held. In LONDON, 1980.
- [22] KRENCKEL H., « Fiber reinforced brittle matrix materials », A.C.I. International symposium, sp 44.3 USA 1987.
- [23] MOUGIN J.P., « Calcul des éléments simples et des structures de bâtiments, cours de béton armé », BEAL 91, Editions EYROLLES, Paris 1992.
- [24] LOPEZ F., HAZAM F.A., « Finite element analysis for limite state design of concrete structures », Thèse de doctorat de l'université de technologie Charlmers, Gotborg, Sudan 2005.
- [25] MAMILLAN., MINARD J., « Béton de fibres d'acier », Recherche N°91-1015, C.E.B.T.P. Octobre 1987.
- [26] NAIT RABAH O., « Simulation du comportement non linéaire des ossatures spatiales : Application aux structures en béton armé, béton précontraint et mixte », Thèse de doctorat de L'E.C.P. décembre 1990.
- [27] NANNI A., « Spliting tension test for fiber reinforced concrete », ACI Journal, n° 85-M 27, pp 229-233, july-August 1988.
- [28] NARAYANAN R., DARWISH Y.S., « Use of steel fibers as shear reinforcement », ACI Structural Journal, n° 84 s23, pp. 216-227, May-June 1987.
- [29] NEMEGEER D., « Dramix fibres d'acier pour le renforcement du béton », C.E.R.I.L.H, stage n°06 Fev 1991.
- [30] RAMA KRISHAN V., OBERLING G., TATNAL P.C., « Flexural fatigue strength of streeel fiber reinforced concrete », Rapport de recherché 1987.

- [31] ROBERTS T.M., NL H.O., « Shear failure of deep fiber reinforced concrete beams», GB ; Inst. J.Of Cem, Lightweight concr, Vol 4; n⁰3; PP 145-152, 1982.
- [32] ROSSI P., « Formulation du comportement mécanique du béton de fibre métallique (BFM)», Annales de l'I.T.B.T.P n⁰492. mars- Avril 1991.
- [33] ROSSI P., HAROUCHE N., BELLOC A., « Méthode de composition du béton de fibres métalliques». Annales de l'I.T.B.T.P n⁰475. Juin-Juillet 1989.
- [34] ROSSI P. LEMAOU F., RENWEZ S., Casanova P., « Calcul du béton de fibres métalliques : poutres en flexion», Bulletin de Liaison des Laboratoires des ponts et chaussées., n⁰191, PP 72-85., Mai-Juin 1994.
- [35] NOGHABAI K., « Beams of fibrous concrete in shear and bending: experimental and model», J Struct ENG-ASCE 2000;126(2):243–51.
- [36] SERNA ROSS., « Etude de la contribution des fibres métalliques à l'amélioration du comportement du béton au cisaillement», Thèse de doctorat de l'E.N.P.C. 1984.
- [37] SHAH SP ET AL., « Complete stress strain curves for steel fiber reinforced concrete in uniaxial tension and compression», Paper 7.3, Testing and test methods of Fiber- Ciment composites. RILEM SYMPOSIUM 1978, Construction press. LTD. Lancaster Englande 545 pp.
- [38] SOROSHIAN P., LEE C.D., « Distribution and orientation of fibers in steel Fiber reinforced concrete», ACI Materials Journal, n⁰87, M44, Vol 87, n⁰5, PP 433-439 Sept-Oct 1990.
- [39] SWAMY R.N., BAHIA H.M., « The effectiveness of steel fiber as shear reinforcement», USA. Concr. Inst. Des. Const. Vol. 7, N⁰3, 1985.
- [40] SWAMY R.N., AL-NOURL K., « Flexural properties of steel fiber reinforced concrete», G.B; concrete; Vol 9, N⁰6, PP 30-31 1975.
- [41] VALADE T.H., « Comportement des bétons armés de fibres métalliques», Mémoire de recherche développement E. N. S de CACHAN Dec 1987.
- [42] CHO S., KIM Y., « Effects of steel fibres on short beams loaded in shear», ACI Struct J 2003;100(6):765–74.
- [43] VIRLOGEUX M ., M'RAD A., « Etude d'une section de poutre en élasticité non linéaire, Application au béton armé, Précontraint ou section mixte», Annales de l'I.T.B.T.P. N⁰ 444, Mai1986.
- [44] VIRLOGEUX M., « Calcul des structures en élasticité non linéaire [1]», Annales des ponts et chaussées 3 tim 1986.

- [45] VIRLOGEUX M., « Calcul des structures en élasticité non linéaire [2] », Annales des ponts et chaussées 4 tim 1986.
- [46] ZHAN Z., « Contribution au dimensionnement des pieux en béton de fibres », Thèse de Doctorat, Université d'Orléans. Nov. 1991.
- [47] PAILLÈRE A.M., SERRANO J.J., « Utilisation de la conductivité des fibres métalliques dans le traitement thermique des bétons frais et dans le chauffage des bétons durcis », Bulletin de liaison du LCPC N° 113, 1981.
- [48] JALLIL W., DESTREE X., VANDWALLE M., « Béton renforcé de fibres, applications aux dallages Industriels », Annales de L'ITBTP N° 522, 1994.
- [49] GILLE CHANVILLARD., « Analyse expérimentale et modélisation micromécanique du comportement des fibres d'aciers tréfilées ancrées dans une matrice cimentaire », études et recherches des laboratoires des ponts et chaussées, série ouvrage d'art OA12, 1993.
- [50] ROSSI P., HARROUCHE N., BELLOC A., « Méthodes de composition des bétons de fibres métalliques », Annales de L'ITBTP N° 475, 1989.
- [51] BOUDEWYNLUB BY K and PEDMAES T., « Mechanical behavior of steel fiber cement mortar in tension and flexure », interpreted by means of statistics, N° 86 MP.
- [52] PIERRE ROSSI., HARROUCHE N., LEMAOU F., « Comportement mécanique des fibres métalliques utilisés dans les structures en béton armé et précontraint », Annales L'ITBTP N° 479, 1989.
- [53] TADEUST G., « Le cisaillement dans le béton armé », Dunod Paris 1972.
- [54] MACGREGOR ; J.G ; « Reinforced concrete Mechanics and design » 3rd Edition, 1997, P 393.
- [55] PAILLÈRE MME., « Le béton de fibres métalliques état actuel des connaissances », Annales de L'ITBTP N° 515, 1993.
- [56] GREENOUGH T., NEHDI M., « Shear behaviour of fiber reinforced self-consolidating concrete slender beams », ACI Mater J 2008;105(5):468–77.
- [57] CHANH NV., « Steel fiber reinforced concrete », Faculty of Civil Eng Ho Chi Min City University of Technology 2004;108–16.
- [58] BOUAFIA Y., ADJRAD A., « Utilisation des fibres locales pour renforcement du béton », Séminaire national de génie civil, Université de M'sila (Algérie), 16 et 17 novembre 1997.
- [59] CASANOVA P., ROSSI P., SCHALLER I., « Les fibres d'acier peuvent-elles remplacer les armatures transversales dans les poutres en béton armé », Bulletin de liaison, LCPC, n° 195, janvier 1995.

- [60] BERNIER G., « Formulation des bétons », Techniques de l'ingénieur. C2 210.
- [61] ANTOINE E.N., « fibre reinforced for concrete », concrete international design and construction, vol 7, N^o3, March 1985, pp. 21-250.
- [62] DREUX G., ET FESTA J., « Nouveau guide de béton et de ses constituants ». Edition EYROLLES. 7^{ème} Edition 1995.
- [63] KACHI M.S., « Calcul non linéaire jusqu'à rupture, d'une section en béton armé de fibres métalliques »., Thèse de magister, université MMTO, 1997.
- [64] BOUAFIA Y., FOURE B., KACHI M.S., « Relation effort ouverture des fissures dans le cas du béton armé de fibres d'acier », Annales de L'ITBTP N^o2 , 1998.
- [65] CASANOVA P., ROSSI P., LEMAOU F., « Calcul en flexion et caractérisation des bétons de fibres métalliques », Annales de L'ITBTP N^o530, 1995.
- [66] DJEBALI S., ATLAOUI D., BOUAFIA Y., « Etude du comportement mécanique du béton de fibres métalliques par l'essai de traction directe », International Symposium on Aircraft Materials (ACMA2010), May 12-15, 2010, Marrakech, Maroco.
- [67] ATLAOUI D, BOUAFIA Y., « Caracterisation of the metal behavior of fibers undulated in spirals resulting from waste of machining of steel parts, Second Euro Mediterranean Symposium on Advances in Geomaterials and Structures (AGS'08) », Editions Sciences et Technologie, p. 741-746, Yasmine Hammamet, Tunisie, mai 2008.
- [68] ABSI E., « Béton de fibres, synthèse des études et des recherches réalisées au CEBTP », Annales de l'ITBTP N^o520, 1994.
- [69] CHALIORIS C.E., SFIRI E.F., « Shear Performance of Steel Fibrous Concrete Beams », Procedia Engineering 14 (2011) 2064–2068.
- [70] SYDNEY FURLAN JR ET JOÃO BENTO DE HANAI., « Shear Behaviour of Fiber Reinforced Concrete Beams », Cement and Concrete Composites 19 (1997) 359-366.
- [71] LIM D.H ET OH B.H., « Experimental and theoretical investigation on the shear of steel-fibre reinforced concrete beams », Engineering Structures 21 (1999) 937–944.
- [72] ROBERTS T.M ET HO N.L., « The international Journal of Cement Composites and Lighthweight Concrete », Volume 4, Number 3, August 1982.
- [73] BATSON G., JENKINS E AND SPATNEY R., « Steel fibres as shear reinforcement in beams », Journal, American Concrete institute, Proceedings, Vol 69, No 10, October 1972; pp 640-644.
- [74] KANI G.N.J., « Basic facts concerning shear failure », Journal, American Concrete Institute, Proceedings, vol 63, No 6, June 1966: PP 675-692.

- [75] MANUEL R.F., « Failure of deep beams», Publication SP-42, Shear in Reinforced Concrete, Vol 2, paper 19, American Concrete Institute, Detroit 1974 : pp 425-440.
- [76] Ahmed S.H., Xie Y & Yu T., « Shear Ductility of Reinforced Lightweight Concrete Beams of Normal Strength and High Strength Concrete », Cement & Concrete Composites 17 (1995) 147- 159.
- [77] VIJAYA RANGAN B., « Shear Design of Reinforced Concrete Beams, Slabs and walls», Cement and concrete composites 20 (1998) 455-464.
- [78] SI LARBI A., CONTAMINE E., FERRIER E., HAMELIN P., « Shear strengthening of RC beams with textile reinforced concrete (TRC) plate », Construction and Building Materials 24 (2010) 1928-1936.
- [79] AL-TA'AN S.A & AL-FEEL J.R., « Evaluation of Shear Strength of Fibre-Reinforced Concrete Beams», Cement & concrete composites 12 (1990) 87-94.
- [80] ZARARIS IP., KARAVERZIROGLOU M.K., ZARARIS P.D « Shear strength of reinforced concrete T-beams», ACI Structural Journal (2006); 103(5); pp. 693-700.
- [81] ADHIKARY B., MUTSUYOSHI H., « Prediction of shear strength of steel fiber RC beams using neural networks», Construction and Building Materials (2006). 20, pp. 801-811.
- [82] ACI COMMITTEE., « State-of-the-art on fiber reinforced concrete», ACI Manual of concrete practice, American concrete Institute 544 (1998), Farmington Hills (MI).
- [83] CHALIORIS C.E., « Shear performance of RC beams using FRP sheets covering part of the shear span», Proceedings First International Conference on Concrete Repair, St-Malo (2003); pp 809-816.
- [84] NANNI A., « Fatigue behavior of steel fiber reinforced concrete», Cement and Concrete Composites 1991); 13: pp 239-245.
- [85] KARAYANNIS C.G., « Nonlinear analysis and tests of steel-fiber concrete beams in torsion», Structural Engineering and Mechanics (2000); 9(4): pp.323-338.
- [86] CHALIORIS C.E., KARAYANNIS C.G., « Effectiveness of the use of steel fibres on the torsional behaviour of flanged concrete beams », Cement and Concrete Composites (2009); 31: pp.331-341.
- [87] CUCCHIARA C., MENDOLA L., PAPIA M., « Effectiveness of stirrups and steel fibres as shear reinforcement», Cement and Concrete Composites (2004); 26: pp. 777-786.
- [88] CASANOVA P., ROSSI P., « Analysis and design of steel fiber reinforced concrete beams», ACI Structural Journal 1997; 94(5): 595-02.

- [89] ROSSI P., « Mechanical behavior of metal-fiber reinforced concretes», *Cement and Concrete Composites* (1992); (16): 3-16.
- [90] WANG N., MINDESS S., KO K., « Fibre reinforced concrete beams under impact loading», *Cement and Concrete Research* 1996; 26(3): 363-76.
- [91] OH BH., « Flexural analysis of reinforced concrete beams containing steel fibers», *Journal of Structural Engineering. ASCE* 1992, 118(10), 2821-6.
- [92] MAJZADEH F., SOLEIMANI S.M., BANTHIA N., « Shear strength of reinforced concrete beams with a fiber concrete matrix», *Can J Civil Eng* 2006; 33(6): 726-34.
- [93] GREENOUGH T., NEHDI M., « Shear behaviour of fiber reinforced self-consolidating concrete slender beams», *ACI Mater J* 2008; 105(5): 468-77.
- [94] Wang Y., Backer S., LI V., « An experimental study of synthetic fiber reinforced cementitious composites», *J Mater Sci* 1987; 22: 4281-91.
- [95] DINH H.H., PARRA-MONTESINOS G.J., WIGHT J.K., «Shear behavior of steel fiber reinforced concrete beams without stirrup reinforcement», *ACI Struct J* 2010; 107(5): 597-606.
- [96] CHENG M.Y., PARRA-MONTESINOS G.J., « Evaluation of steel fiber reinforcement for punching shear resistance in slab-column connections – part 1: Monotonically increased load», *ACI Struct J* 2010; 107(1): 101-9.
- [97] ACI COMMITTEE 318., « Building code requirements for structural concrete (ACI 318-011) and commentary (ACI 318R-11)», Farmington Hills (MI): American Concrete Institute 2011.
- [98] JSCE., « Standard specifications for concrete structures-2007», Tokyo (Japan), Japan Society of civil Engineers 2007.
- [99] MCHARG P.J., COOK W.D., MICHELL D., YOON Y.S., « Benefits of concentrated slab reinforcement and steel fibers on performance of slab-column connections», *ACI Struct J* 2000; 97(2): 225-34.
- [100] DE HANAI JB., HOLANDA KMA., « Similarities between punching and shear strength of steel fiber reinforced concrete (SFRC) slabs and beams», *IBRACON* 2000; 1(1): 1-16.
- [101] SUTER R., MOREILLON L., « Punching shear strength of high performance fiber reinforced concrete slabs», In: 3rd FIB international congress, Washington (USA), 2010.

- [102] YASEEN A., « Punching shear strength of steel fiber high strength reinforced concrete slabs», Master Thesis., Erbil (Iraq): College of Engineering University of Salahaddin 2006, p 107.
- [103] Wang X., Tian W., HUANG Z., ZHOU M., ZHAO X., « Analysis on punching shear behavior of the raft slab reinforced with steel fibers», *Adv Concr Struct* 2009; 400: 335-40.
- [104] YINING DING., FASHENG ZHANG., FERNANDO TOGAL., YULIN ZHANG., « Shear behaviour of steel fibre reinforced self-consolidating concrete beams based on the modified compression field theory», *Composite Structures* 94(2012) 2440-2449.
- [105] CORINALDESI V., MORICONI G., «Durable fiber reinforced self-comacting concrete», *Cem Conc Res* 2004, 34(2), 249-54.
- [106] DING Y., LIU H., FEMANDO T., JALALI S., « Experimental investigation on the mechanical of the fibre reinforced high-performance concrete tunnel segment», *Compos Struct* 2011; 93(4): 1284-9.
- [107] ADEBAR P., MINDESS S., PIERRE DS., OLUND B., « Shear tests of fibre concrete beams without stirrups», *ACI Struct J* 1997; 94(1): 68-76.
- [108] MEDA A., MINELLI F., PLIZZARI G.P., RIVA P., «Shear behaviour of steel fibre reinforced concrete beams», *Mater Struct* 2005; 38(4): 343-51.
- [109] DING Y., YOU Z., JILALI S., « The composite effect of steel fibres and stirrups on the shear of beams using self-consolidating concrete», *Eng Struct* 2011; 33(1) : 1107-17.
- [110] BENTZ E.C., VECCHIO F.J., COLLINS M.P., « Simplified modified compression field theory for calculating shear strength of reinforced concrete elements», *ACI Struct* 2006; 103(4): 614-24.
- [111] CE'SAR JUA'REZ., PEDRO VALDEZ., ALEJANDRO DURA'N., KONSTANTIN SOBOLEV., « The diagonal tension behavior of fiber reinforced concrete beams», *Cement & Concrete Composites* 29 (2007) 402-408.
- [112] KHUNTIA M., STOJADINOVIC B., « shear strength of reinforced concrete beams without transverse reinforcement», *ACI Struct J* 2001; 98(5): 648-56.
- [113] FROSCHE R.J., « Behavior of large-scale reinforced concrete beams with minimum shear reinforcement», *ACI Struct J* 2000; 97(6): 814-20.
- [114] MIRSAYAH A.A., BANTHIA N., « Shear strength of steel fiber-reinforced concrete», *ACI Struct J* 2002; 99(5):473-9.

- [115] NOGHABAI K., « Beams of fibrous concrete in shear and bending : experiment and model», J Struct Eng 2000; 126(2): 243-51.
- [116] PADMARAJAIAH S.K., RAMASWAMY A., « Behavior of fiber-reinforced prestressed and reinforced high-strength concrete beams subjected to shear», ACI Struct J 2001; 98(5): 752-61.
- [117] RILEM TC 162-TDF., « Test and design methods for steel fibre reinforced concrete sigma-epsilon-design method, Materials and structures», RILEM Publications SARL, vol.36.N0.262; 2003.p.560-67.
- [118] VALLE M., BU YUKOZTURK O., « Behavior of fiber reinforced high-strength concrete under direct shear», ACI Struct J 1993; 90(2): 122-33.
- [119] ASHOUR A.F., « Flexural and shear capacities of concrete beams reinforced with GFRP bars», Construction and Building Materials 20 (2006) 1005-1015.
- [120] TUREYEN A.K., FROSCHE R.J., « Shear tests of FRP-reinforced concrete beams without stirrups», ACI Struct J 2002; 99(4) : 427-34.
- [121] BOUAFIA Y., KACHI M.S., ATLAOUI D., DJEBALI S., « Study of Mechanical Behaviour of Concrete in Direct Tension Fiber Chips», The 4^{ème} International Conference on Structural Analysis of Advanced Materials ICSAAM 2011., 7-11 September 2011., Sinaia-Romania.
- [122] DJEBALI S., ATLAOUI D., BOUAFIA Y., « Caractérisation en traction directe du béton de fibres métalliques », Matériaux & Techniques 99, 327-338(2011).
- [123] ROSSI P., « Le développement industriel des bétons de fibres métalliques – Conclusions et recommandations», Presses de l'Ecole Nationale des ponts et Chaussées (2002).
- [124] DJEBALI S., BOUAFIA Y., ATLAOUI D., BILEK A., « Study of Mechanical Behavior of Chips Reinforced Concrete», Advanced Materials Research Vol. 324(2011) pp 360-363.
- [125] BOUAFIA Y., KACHI M.S., ATLAOUI D., DJEBALI S., « Study of Mechanical Behavior of Concrete in Direct Tensile Fiber Chips», Applied Mechanics and Materials Vol. 146(2012) pp 64-73.
- [126] CHERGUI N., ATLAOUI D., BOUAFIA Y., « Caractérisation en statique du comportement en traction directe du béton armé de fibres en copeaux», Colloque International., Caractérisation et Modélisation des Matériaux et Structures CMMS 08., TIZI-OUZOU, 16,17&18 novembre 2008.

- [127] SLATER E., MONI M., SHAHIA ALAM M., « Predicting the shear strength of steel fiber reinforced concrete beams», *Construction and Building Materials* 26(2012) 423-436.
- [128] MAJDZADEH F., SOLEIMANI SM., BANTHIA N., « Shear strength of reinforced concrete beams with a fiber concrete matrix», *Can J Civil Eng* 2006;33(6).
- [129] WANG Y., BACKER S., LI V., « An experimental study of synthetic fiber reinforced cementitious composites », *J Mater Sci* 1987;22:4281–91.
- [130] DINH HH., PARRA-MONTESIOS GJ., WIGHT JK., « Shear behavior of steel fiber reinforced concrete beams without stirrup reinforcement », *ACI Struct J* 2010;107(5):597–606.
- [131] KWAK Y., EBERHARD MO., KIM J., « Shear strength of steel fiber-reinforced concrete beams without stirrups », *ACI Struct J* 2002;99(4):530–8.