

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE  
SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU  
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION

## THESE DE DOCTORAT

En vue de l'obtention du diplôme de  
Docteur en Génie Mécanique

Présentée par :

**DJEBALI Saïd**

Thème :

**CARACTERISATION DES ELEMENTS DE STRUCTURES  
EN BETON DE FIBRES METALLIQUES**

Devant le jury composé de :

Président :	BALI Abderrahim	Professeur	E.N.P. Alger
Rapporteur :	BOUAFIA Youcef	Professeur	U.M.M.T.O.
Examineur :	TAHAKOURT Abdelkader	Professeur	U.A.M. Bejaia
Examineur :	MEDDAHI Amar	Professeur	U.M.B. Boumerdès
Examineur :	BILEK Ali	Maître de Conférences A	U.M.M.T.O.

Soutenu Le 22 / 06 / 2013.

## ERRATUM

1- Page 52 :  $f_{ct}$  : résistance à la traction du composite, il faut remplacer  $f_{ct}$  par  $\sigma_{cr}$ .

2- Page 57 : Dans la relation «  $F_{tu} = \Gamma_0 V_f (l_f / \phi_f) \tau_u$  », il faut remplacer  $F_{tu}$  par  $f_{tu}$ .

3- Page 109 : Au lieu de : « Sur la courbe (Fig. 2-38)... », il faut lire « Sur la courbe (Fig. 2-37)... »

4- Page 159 : Dans le paragraphe « La valeur du coefficient de proportionnalité  $k_{2moy}$  est proche de celle du coefficient de corrélation donnée par NARAYANAN :

$$f_{tb} = 0.65f_{tf} \quad [\text{NAR. 81}]$$

et par B. FOURE :  $f_{tb} = 0.6f_{tf}$  ».

Il faut supprimer le passage: « et par B. FOURE :  $f_{tb} = 0.6f_{tf}$  ».

Le paragraphe devient donc : « La valeur du coefficient de proportionnalité  $k_{2moy}$  est proche de celle du coefficient de corrélation donnée par NARAYANAN :

$$f_{tb} = 0.65f_{tf} \quad [\text{NAR. 81}] \text{ »}$$

5- Conformément à la recommandation du jury le titre est complété par (Conception d'un dispositif d'essai de traction directe). Il devient donc :

« Caractérisation des éléments de structure en béton de fibres métalliques (Conception d'un dispositif d'essai de traction directe) ».

## SOMMAIRE

<b>INTRODUCTION GENERALE</b> .....	1
<b>1-ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE</b>	
<b>Introduction</b> .....	4
<b>1.1- Généralités sur le béton de fibres</b>	
I. Historique .....	4
II. Elaboration du béton de fibres .....	7
II.1. Définition du béton de fibres .....	7
II.2. Les fibres .....	7
II.2.1. Différent types de fibres .....	7
II.2.1.a. Les fibres organiques .....	8
- Les fibres végétales et animales .....	8
- Les fibres synthétiques .....	8
II.2.1.b. Les fibres non organiques .....	8
- Les fibres minérales .....	8
- Fibres artificielles .....	9
II.3. Rôle des fibres .....	10
II.4. Mise en œuvre du béton renforcé de fibres .....	12
II.4.1. Composition du béton de fibres .....	13
II.4.2. Formulation du béton de fibres .....	15
III. Domaines d'utilisation du béton renforcé de fibres .....	16
IV. Conclusion .....	18
<b>1.2- Propriétés physiques et mécaniques des bétons armés de fibres</b>	
I. Introduction .....	19
II. Effet de l'incorporation des fibres sur les principales caractéristiques du béton .....	19
II.1. Résistance à la compression .....	19
II.2. Résistance à la traction .....	20
II.3. Résistance à la traction par flexion .....	20
II.4. Résistance aux chocs .....	20
II.5. Résistance à la fatigue .....	21
II.6. Résistance à l'abrasion .....	21
II.7. Résistance au cisaillement .....	21
II.8. Comportement vis-à-vis du retrait .....	22
II.9. Comportement vis à vis du fluage .....	22
II.10. Perméabilité et résistance à la corrosion du béton de fibres .....	23
II.11. Résistance aux chocs thermiques .....	23
III. Conclusion .....	23
<b>1.3- Comportement mécanique du béton de fibres</b>	
I. Introduction. ....	25
II. Etude du comportement mécanique du béton des fibres - Approche par le modèle composite .....	26
II.1. Description du comportement mécanique des composites ...	26
II.2. Module de Young du composite .....	28

II.3. Contrainte à fissuration de la matrice .....	30
II.4. Contrainte de post-fissuration maximale .....	31
II.5. Déformation à la fissuration et déformation de post-fissuration maximale de la matrice .....	32
III. Etude du comportement des fibres.....	33
III.1. Analyse du comportement d'une fibre droite. ....	33
III.2. Mécanisme de rupture de la liaison fibre – matrice. ....	34
III.2.a. Contrainte de cisaillement interfacial .....	34
III.2.b. Processus de dégradation de l'interface fibre-matrice .....	36
III.2.c. Adhérence-glissement .....	40
III.2.d. Limites du modèle de comportement des fibres droites alignées.....	41
III.2.d.1. Analyse du comportement d'une fibre droite non alignée .....	41
III.2.d.2. Analyse du comportement des fibres non droites .....	42
IV. Conclusion .....	44
<b>1.4- Quelques modèles de comportement du béton de fibres.</b>	
I. Introduction .....	46
II. Modélisation du comportement du béton de fibres en compression ....	46
II.1. Modèle de SARGIN .....	46
II.2. Modèle de FANELLA et NAAMAN .....	48
II.3. Modèle d'ABSI et NAAMAN .....	48
III. Modélisation du comportement du béton de fibres en traction .....	49
III.1. Modèle de MAZARS.....	49
III.2. Modèle de LIM.....	50
III.3. Modèle de BOUAFIA.....	52
III.4. Modèle de ZHAN.....	55
III.5. Modèle de BOUAFIA, KACHI et FOURE .....	57
IV. Conclusion.....	61
<b>2- ETUDE EXPERIMENTALE</b>	
<b>Introduction...</b>	65
<b>2.1. Dispositif de fixation des éprouvettes</b>	
I. Introduction .....	65
II. Conception du dispositif de fixation des éprouvettes .....	66
II.1. Cahier des charges fonctionnelles.....	67
II.2. Analyse fonctionnelle .....	67
II.3. Choix des solutions .....	63
III. Description et assemblage du dispositif.....	70
IV. Notice d'utilisation.....	70
V. Dimensionnement des principaux éléments du dispositif.....	72
V.1. Mâchoire fixe 1 .....	73
V.1.1. Matériau.....	73
V.1.2. Sollicitations.....	73
V.1.3. Dimensions calculées.....	73
V.2. Plaque centrale de maintien 2.....	73
V.2.1. Matériau .....	73
V.2.2. Sollicitations.....	74
V.2.3. Dimensions calculées.....	74
V.3. Plaque de maintien des mâchoires fixes 3 .....	74
V.3.1. Matériau.....	75
V.3.2. Sollicitations .....	75

V.3.3. Dimensions calculées .....	75
V. 4. Plaque support centrale 4.....	76
V.4.1.	
Matériau.....	76
V.4.2.	
Dimensions .....	76
V.5. Vis de fixation 7.....	76
V.5.1. Matériau et profil.....	77
V.5.2. Dimensions calculées.....	77
V.6. Mâchoire coulissante 5.....	78
V.6.1. Matériau.....	78
V.6.2. Sollicitations.....	78
V.6.3. Dimensions calculées.....	78
5.7. Tiges filetées 8.....	79
V.7.1. Matériau et profil .....	79
V.7.2. Sollicitations.....	80
V.7.3. Dimensions calculées.....	80
V.8- Plaques d'attache 10.....	80
V.8.1. Matériau.....	80
V.8.2. Dimensions calculées.....	81
V.9. Vis de fixation du dispositif sur la DMA.....	81
V.9.1-Matériau.....	81
V.9.2. Dimensions calculées.....	82
V.10. Vérification de la résistance du corps composé des plaques 2, 3 et 4..	82
VI. Dessins de définition des pièces composant le dispositif .....	83
<b>2.2. Formulation du béton</b>	
2.2.1- Etude de la composition du béton.....	84
I. Introduction.....	84
II. Les composants du béton.....	84
II.1. Les liants.....	84
II.2. Les sables.....	84
II.3. Les granulats.....	85
II.4. Les adjuvants.....	85
III. Analyse granulométrique.....	86
III.1. Principe de l'essai.....	86
III.2. Équipements utilisés.....	86
III.3. Description de l'essai.....	86
III.4. Module de finesse.....	88
IV. Composition du béton par la méthode de Dreux- Gorisse.....	89
IV.1. Résistance visée.....	89
IV.2. Dosage en ciment et en eau.....	89
IV.2.1. Choix approprié du coefficient granulaire G .....	90
IV.2.2. Choix de la classe vraie de ciment.....	90
IV.2.3. Dosage en ciment par m <sup>3</sup> de béton.....	90
IV.2.4. Tracé de la courbe granulaire de référence.....	92
IV.2.5. La ligne de partage .....	92
IV.2.6. Coefficient de compacité.....	93
IV.3. Dosage des Granulats.....	93

V. Conclusion.....	95
2.2.2- Caractérisation mécanique des fibres.....	96
I.	
Introduction .....	96
II. Caractérisation mécanique des fibres.....	96
II.1. Caractérisation des fibres à la résistance à l'arrachement.....	96
II.2. Caractérisation des fibres à la résistance à la rupture.....	98
III.	
Conclusion.....	100
2.2.3- Optimisation du béton de fibres.....	101
I.	
Introduction .....	101
II. Mesure de l'ouvrabilité du béton armé de fibres métalliques.....	102
II.1. Description du maniabilimètre du LCPC.....	102
II.2. Préparation et mesure de l'ouvrabilité du béton de fibres.....	102
II.3. Résultats et discussions.....	104
II.3.1. Résultats.....	104
II.3.2. Discussions.....	105
III. Etude de l'influence de la teneur en fibres sur la maniabilité du béton.....	107
IV.	
Conclusion.....	112
<b>2.3- Caractérisation mécanique du béton renforcé de fibres</b>	
2.3.1- Caractérisation du béton renforcé de fibres par l'essai de traction directe...113	
I.	
Introduction.....	113
II. Procédure expérimentale.....	114
II.1. Epreuves.....	114
II.1.a. Géométrie des éprouvettes.....	114

II.1.b. Composition des éprouvettes.....	115	
II.1.c. Confection des éprouvettes .....	116	
II.1.c.1. Réalisation		des
moules .....	116	
II.1.c.2. Mode		opératoire
opératoire .....	116	
II.1.d. Montage		des
éprouvettes.....	117	
II.2. Conditions		d'essai
d'essai.....	117	
III. Résultats		et
discussions.....	118	
III.1. Comportement en traction du béton renforcé de fibres.....	118	
III.2. Evolution des caractéristiques mécaniques de traction du béton renforcé		de
fibres.....	128	
III.3. Processus		de
rupture.....	129	
IV. Conclusion.....		
....	132	
2.3.2- Caractérisation du béton renforcé de fibres par l'essai de compression simple		
I. Introduction.....		
.....	134	
II. Procédure		expérimentale
expérimentale.....	134	
II.1.		Eprouvettes
Eprouvettes.....	134	
II.2. Conditions		d'essai
d'essai.....	135	
III. Résultats		et
discussions.....	136	
III.1. Comportement en compression simple du béton renforcé de fibres..	136	
III.2. Evolution des caractéristiques mécaniques de compression du béton renforcé		de
fibres.....	138	
III.3. Comparaison des caractéristiques mécaniques de traction et de compression.....		
.....	139	
IV. Conclusion.....		
....	141	
2.3.3- Caractérisation du béton renforcé de fibres par l'essai de flexion		

quatre points	
I. Introduction	142
II. Procédure expérimentale	142
II.1. Eprouvettes	142
II.2. Conditions d'essai	143
III. Résultats et discussions	143
III.1. Comportement en flexion du béton renforcé de fibres	143
III.2. Résistance à la traction et résistance résiduelle du béton renforcé par des fibres	146
III.3. Comparaison de la résistance à la traction obtenue par l'essai de traction directe avec celle obtenue par l'essai de flexion	148
IV. Conclusion	149
2.3.4- Résistance a la traction par fendage	150
I. Introduction	150
II. Procédure expérimentale	150
II.1. Eprouvettes	150
II.2. Conditions d'essai	150
III. Résultats et discussions	151
III.1. Comportement du béton renforcé de fibres	151
III.2. Résistance à la traction par fendage	154
III.3. Comparaison des résistances à la traction obtenues par l'essai de traction directe et par l'essai de flexion avec la résistance donnée par l'essai de fendage	155
IV. Conclusion	156
2.3.5- Dispersion des résultats obtenus par les essais de caractérisation	

mécanique. ....	
..... 157	
2.3.6-Comparaison des performances de résistance des copeaux avec celles des fibres classiques.....	
160	
<b>Conclusion</b> .....	
.....162	
<b>CONCLUSION</b>	
<b>GENERALE</b> .....	165
<b>REFERENCES</b>	
<b>BIBLIOGRAPHIQUES</b> .....	168
<b>ANNEXE</b> .....	
.....A1	

	<b>Page</b>
<b>INTRODUCTION GENERALE</b> .....	1
<b>1-ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE</b>	
<b>Introduction</b> .....	4
<b>1.1- Généralités sur le béton de fibres</b>	
I. Historique .....	4
II. Elaboration du béton de fibres .....	7
II.1. Définition du béton de fibres .....	7
II.2. Les fibres .....	7
II.2.1. Différent types de fibres .....	7
II.2.1.a. Les fibres organiques .....	8
- Les fibres végétales et animales .....	8
- Les fibres synthétiques .....	8
II.2.1.b. Les fibres non organiques .....	8
- Les fibres minérales .....	8
- Fibres artificielles .....	9
II.3. Rôle des fibres .....	10
II.4. Mise en œuvre du béton renforcé de fibres .....	12
II.4.1. Composition du béton de fibres .....	13

II.4.2. Formulation du béton de fibres .....	15
III. Domaines d'utilisation du béton renforcé de fibres .....	16
IV. Conclusion .....	18

## **1.2- Propriétés physiques et mécaniques des bétons armés de fibres**

I. Introduction.....	19
II. Effet de l'incorporation des fibres sur les principales caractéristiques du béton..	19
II.1. Résistance à la compression .....	19
II.2. Résistance à la traction .....	20
II.3. Résistance à la traction par flexion .....	20
II.4. Résistance aux chocs .....	20
II.5. Résistance à la fatigue .....	21
II.6. Résistance à l'abrasion .....	21
II.7. Résistance au cisaillement .....	21
II.8. Comportement vis-à-vis du retrait .....	22
II.9. Comportement vis à vis du fluage .....	22
II.10. Perméabilité et résistance à la corrosion du béton de fibres .....	23
II.11. Résistance aux chocs thermiques .....	23
III. Conclusion .....	23

## **1.3- Comportement mécanique du béton de fibres**

I. Introduction .....	25
II. Etude du comportement mécanique du béton des fibres - Approche par le modèle composite .....	26
II.1. Description du comportement mécanique des composites .....	26
II.2. Module de Young du composite .....	28
II.3. Contrainte à fissuration de la matrice .....	30
II.4. Contrainte de post-fissuration maximale .....	31
II.5. Déformation à la fissuration et déformation de post- fissuration maximale de la matrice .....	32
III. Etude du comportement des fibres.....	33
III.1. Analyse du comportement d'une fibre droite. ....	33
III.2. Mécanisme de rupture de la liaison fibre – matrice. ....	34
III.2.a. Contrainte de cisaillement interfacial .....	34
III.2.b. Processus de dégradation de l'interface fibre-matrice.....	36
III.2.c. Adhérence-glissement .....	40
III.2.d. Limites du modèle de comportement des fibres droites alignées ....	41
III.2.d.1. Analyse du comportement d'une fibre droite non alignée .....	41
III.2.d.2. Analyse du comportement des fibres non droites .....	42
IV. Conclusion .....	44

## **1.4- Quelques modèles de comportement du béton de fibres.**

I. Introduction .....	46
II. Modélisation du comportement du béton de fibres en compression .....	46

II.1. Modèle de SARGIN .....	46
II.2. Modèle de FANELLA et NAAMAN .....	48
II.3. Modèle d'ABSI et NAAMAN .....	48
III. Modélisation du comportement du béton de fibres en traction .....	49
III.1. Modèle de MAZARS.....	49
III.2. Modèle de LIM.....	50
III.3. Modèle de BOUAFIA.....	52
III.4. Modèle de ZHAN.....	55
III.5. Modèle de BOUAFIA, KACHI et FOURE .....	57
IV. Conclusion.....	61

## **2- ETUDE EXPERIMENTALE**

<b>Introduction...</b> .....	<b>65</b>
<b>2.1. Dispositif de fixation des éprouvettes</b>	
I. Introduction .....	65
II. Conception du dispositif de fixation des éprouvettes .....	66
II.1. Cahier des charges fonctionnelles.....	67
II.2. Analyse fonctionnelle .....	67
II.3. Choix des solutions .....	68
III. Description et assemblage du dispositif.....	70
IV. Notice d'utilisation.....	70
V. Dimensionnement des principaux éléments du dispositif.....	72
V.1. Mâchoire fixe 1 .....	73
V.1.1. Matériau.....	73
V.1.2. Sollicitations.....	73
V.1.3. Dimensions calculées.....	73
V.2. Plaque centrale de maintien 2.....	73
V.2.1. Matériau .....	74
V.2.2. Sollicitations.....	74
V.2.3. Dimensions calculées.....	74
V.3. Plaque de maintien des mâchoires fixes 3 .....	75
V.3.1. Matériau.....	75
V.3.2. Sollicitations .....	75
V.3.3. Dimensions calculées .....	75
V. 4. Plaque support centrale 4.....	76
V.4.1. Matériau.....	76
V.4.2. Dimensions .....	76
V.5. Vis de fixation 7.....	76
V.5.1. Matériau et profil.....	77
V.5.2. Dimensions calculées.....	77
V.6. Mâchoire coulissante 5.....	78
V.6.1. Matériau.....	78
V.6.2. Sollicitations.....	78

V.6.3. Dimensions calculées.....	78
5.7. Tiges filetées 8.....	79
V.7.1. Matériau et profil .....	79
V.7.2. Sollicitations.....	80
V.7.3. Dimensions calculées.....	80
V.8- Plaques d'attache 10.....	80
V.8.1. Matériau.....	80
V.8.2. Dimensions calculées.....	81
V.9. Vis de fixation du dispositif sur la DMA.....	81
V.9.1-Matériau.....	81
V.9.2. Dimensions calculées.....	82
V.10. Vérification de la résistance du corps composé des plaques 2, 3 et 4..	82
VI. Dessins de définition des pièces composant le dispositif .....	83
<b>2.2. Formulation du béton</b>	
2.2.1- Etude de la composition du béton.....	84
I. Introduction.....	84
II. Les composants du béton.....	84
II.1. Les liants.....	84
II.2. Les sables.....	84
II.3. Les granulats.....	85
II.4. Les adjuvants.....	85
III. Analyse granulométrique.....	86
III.1. Principe de l'essai.....	86
III.2. Équipements utilisés.....	86
III.3. Description de l'essai.....	86
III.4. Module de finesse.....	88
IV. Composition du béton par la méthode de Dreux- Gorisse.....	89
IV.1. Résistance visée.....	89
IV.2. Dosage en ciment et en eau.....	89
IV.2.1. Choix approprié du coefficient granulaire G .....	90
IV.2.2. Choix de la classe vraie de ciment.....	90
IV.2.3. Dosage en ciment par m <sup>3</sup> de béton.....	90
IV.2.4. Tracé de la courbe granulaire de référence.....	92
IV.2.5. La ligne de partage .....	92
IV.2.6. Coefficient de compacité.....	93
IV.3. Dosage des Granulats.....	93
V. Conclusion.....	95
2.2.2- Caractérisation mécanique des fibres.....	96
I. Introduction .....	96
II. Caractérisation mécanique des fibres.....	96
II.1. Caractérisation des fibres à la résistance à l'arrachement.....	96
II.2. Caractérisation des fibres à la résistance à la rupture.....	98
III. Conclusion.....	100

2.2.3- Optimisation du béton de fibres.....	101
I. Introduction .....	101
II. Mesure de l'ouvrabilité du béton armé de fibres métalliques.....	102
II.1. Description du maniabilimètre du LCPC.....	102
II.2. Préparation et mesure de l'ouvrabilité du béton de fibres.....	102
II.3. Résultats et discussions.....	104
II.3.1. Résultats.....	104
II.3.2. Discussions.....	105
III. Etude de l'influence de la teneur en fibres sur la maniabilité du béton.....	107
IV. Conclusion.....	112
<b>2.3- Caractérisation mécanique du béton renforcé de fibres</b>	
2.3.1- Caractérisation du béton renforcé de fibres par l'essai de traction directe...113	
I. Introduction.....	113
II. Procédure expérimentale.....	114
II.1. Epreuves.....	114
II.1.a. Géométrie des éprouvettes.....	114
II.1.b. Composition des éprouvettes.....	115
II.1.c. Confection des éprouvettes .....	116
II.1.c.1. Réalisation des moules .....	116
II.1.c.2. Mode opératoire .....	116
II.1.d. Montage des éprouvettes.....	117
II.2. Conditions d'essai.....	117
III. Résultats et discussions.....	118
III.1. Comportement en traction du béton renforcé de fibres.....	118
III.2. Evolution des caractéristiques mécaniques de traction du béton renforcé de fibres.....	128
III.3. Processus de rupture.....	129
IV. Conclusion.....	132
2.3.2- Caractérisation du béton renforcé de fibres par l'essai de compression simple	
I. Introduction.....	134
II. Procédure expérimentale.....	134
II.1. Epreuves.....	134
II.2. Conditions d'essai.....	135
III. Résultats et discussions.....	136
III.1. Comportement en compression simple du béton renforcé de fibres..	136
III.2. Evolution des caractéristiques mécaniques de compression du béton renforcé de fibres.....	138
III.3. Comparaison des caractéristiques mécaniques de traction et de compression.....	139
IV. Conclusion.....	141
2.3.3- Caractérisation du béton renforcé de fibres par l'essai de flexion quatre points	
I. Introduction .....	142
II. Procédure expérimentale.....	142

---

II.1. Eprouvettes.....	142
II.2. Conditions d'essai.....	143
III. Résultats et discussions.....	143
III.1. Comportement en flexion du béton renforcé de fibres.....	143
III.2. Résistance à la traction et résistance résiduelle du béton renforcé par des fibres.....	146
III.3. Comparaison de la résistance à la traction obtenue par l'essai de traction directe avec celle obtenue par l'essai de flexion.....	148
IV. Conclusion.....	149
2.3.4- Résistance a la traction par fendage .....	150
I. Introduction.....	150
II. Procédure expérimentale.....	150
II.1. Eprouvettes.....	150
II.2. Conditions d'essai.....	150
III. Résultats et discussions.....	151
III.1. Comportement du béton renforcé de fibres.....	151
III.2. Résistance à la traction par fendage.....	154
III.3. Comparaison des résistances à la traction obtenues par l'essai de traction directe et par l'essai de flexion avec la résistance donnée par l'essai de fendage.....	155
IV. Conclusion.....	156
2.3.5- Dispersion des résultats obtenus par les essais de caractérisation mécanique. ....	157
2.3.6-Comparaison des performances de résistance des copeaux avec celles des fibres classiques.....	160
<b>Conclusion.....</b>	<b>162</b>
<b>CONCLUSION GENERALE.....</b>	<b>165</b>
<b>REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....</b>	<b>168</b>

## **Remerciements**

En premier lieu, je tiens à exprimer ma gratitude et mes vifs remerciements à Mr. le professeur Youcef BOUAFIA pour avoir proposé et dirigé ce travail et pour sa totale disponibilité.

Je témoigne tout particulièrement ma reconnaissance à Mr. le professeur Patrick MULLER et mesdames les professeurs Françoise LENE et Hélène DUMONTET qui m'ont accueilli, à plusieurs reprises, dans leur laboratoire à Paris 6 (LM2S).

Mes remerciements et ma sympathie vont également aux techniciens du hall de technologie d'OUED AISSI et du laboratoire de béton de HASNAOUA II (BASTOS), particulièrement Mr. SADOUDI Samir et Mr. MAMOU Mohand.

J'adresse enfin mes respectueux remerciements aux membres de jury qui me font l'honneur d'accepter de juger ce travail.

## Introduction générale

Le béton est un matériau plutôt fragile dont les caractéristiques de compression sont beaucoup plus importantes que celles de traction. Pour améliorer ces dernières, le béton a été renforcé avec des armatures en acier. Le composite qui en résulte est le béton armé. Ce matériau présente cependant, deux inconvénients majeurs :

- le matériau est fortement hétérogène et son comportement est toujours de type fragile, particulièrement en traction ;
- sa mise en œuvre est parfois difficile à cause de la complexité du ferrailage.

En vue de mettre au point un matériau composite de comportement ductile en traction, des expériences visant à remplacer les armatures par des fibres ont été menées. Les fibres dont le rôle est de conférer au béton une certaine homogénéité structurale, une bonne résistance à la traction et un bon comportement post-rupture sont noyées dans une matrice en béton de manière plus ou moins aléatoire (considérée comme uniforme dans l'espace) tant au niveau de la distribution que de l'orientation.

Depuis le début des années soixante beaucoup de recherches sont faites sur le béton de fibres, notamment en ce qui concerne ses propriétés mécaniques et le procédé de sa mise en œuvre. Il ressort de ces travaux que ce composite présente une bonne résistance à la traction, au choc, à la fatigue et surtout un comportement ductile après la première fissuration. Il est aussi de mise en œuvre facile. De par ses propriétés, l'utilisation du béton de fibres est orientée principalement vers la réalisation de plaques minces telles que les dallages industriels, les routes, les pistes d'aéroport, les murs de soutènement, les pieux, les murs de façade...

Les fibres utilisées comme moyen de renforcement du béton sont les fibres d'acier, de verre, de fonte, de polypropylène et en matière plastique. Cependant, les plus utilisées sont les fibres métalliques.

Ce présent travail, portant sur la caractérisation des éléments de structures en béton de fibres métalliques, vise surtout l'étude de la possibilité du recyclage des

copeaux, résultant de l'usinage de pièces en acier, comme renfort pour le béton. Pour cela, une évaluation de l'apport en termes de comportement et de caractéristiques mécaniques engendré par l'incorporation des copeaux dans le béton est effectuée. La comparaison des performances du composite ainsi obtenu avec celles des bétons renforcés par des fibres conventionnelles nous renseignera sur l'éventuelle possibilité du recyclage des copeaux comme renforts dans le béton.

Avant d'entamer l'étude expérimentale, il est nécessaire de faire une synthèse bibliographique concernant le béton de fibres. Nous exposons dans cette étude bibliographique, après un bref historique, la technologie du béton de fibres (fibres utilisées, formulation du béton de fibres, applications potentielles de ces bétons) et ses principales caractéristiques physiques et mécaniques. Nous nous intéressons ensuite au comportement mécanique du composite et nous terminons par la présentation de quelques modèles de comportement des bétons de fibres.

Le programme de recherche expérimentale dont l'objectif principal est de montrer que les copeaux peuvent être utilisés comme renforts dans le béton, englobe les points suivants :

- détermination de la composition de la matrice en béton ;
- détermination de la longueur des copeaux assurant une bonne résistance à l'arrachement ;
- optimisation de la composition du béton fibré ;
- caractérisation du comportement mécanique du béton de fibres par les essais mécaniques conventionnels (essai de traction directe, essai de compression simple, essai de flexion 4 points et essai de fendage) ;
- Comparaison des performances du béton renforcé par des copeaux avec celles du béton renforcé par des fibres classiques.

Nous commençons l'étude expérimentale par la détermination de la composition optimale du béton renforcé par des copeaux. Cette étape consiste à fixer, en fonction du pourcentage de copeaux, les proportions optimales des divers constituants du béton (sable, graviers, ciment, eau, fluidifiant) lui garantissant une bonne ouvrabilité et possédant, après durcissement, de bonnes caractéristiques (bonne étanchéité, bonne résistance mécanique, faible retrait, bonne durabilité...). La longueur des copeaux assurant un bon ancrage dans la matrice est au préalable

déterminée par un essai d'arrachement. Ces copeaux, classés dans la catégorie des fibres métalliques fonctionnant par ancrage, sont fournis par la société nationale de véhicules industriels de Rouiba (S.N.V.I.).

Après l'optimisation de la composition du béton renforcé par des copeaux, nous abordons l'étude de son comportement mécanique par l'essai de traction directe. Cet essai, le plus représentatif du phénomène de la traction, est très délicat à réaliser; c'est pour cela qu'il est souvent remplacé par l'essai de flexion ou de fendage. Pour effectuer nos essais de traction directe sur des éprouvettes en béton, il nous a fallu concevoir et réaliser un dispositif spécial de fixation de ces éprouvettes sur les mors de la machine de traction.

La caractérisation mécanique du béton de fibres par l'essai de traction directe est suivie de la caractérisation par les essais de compression simple, de flexion et de fendage. Les caractéristiques mécaniques de traction déterminées indirectement avec ces trois essais sont confrontées à celles obtenues par l'essai de traction directe afin de vérifier les corrélations entre :

- la résistance par traction et la résistance par compression,
- la résistance par traction et la résistance par flexion,
- la résistance par traction et la résistance par fendage.

La vérification de ces corrélations nous permet de valider les résultats de l'essai de traction directe.

# 1-ETUBE BIBLIOGRAPHIQUE

## Introduction

En 1910, s'inspirant du concept de l'utilisation des fibres pour améliorer le comportement des matériaux fragiles (briques en terre armées de paille, plâtre armé de filasse, ciment renforcé de fibres d'amiante,...), H.F. Porter appliqua ce procédé pour le béton et signala que les propriétés physiques du béton pouvaient être considérablement améliorées en y ajoutant des clous. Pour augmenter la résistance du béton à la fissuration et à l'usure, il a aussi proposé l'utilisation des copeaux métalliques comme renfort. Par la suite, une série de brevets ont été établis par J. GRAHAM (1910), WEAKLY (1912), FICKLEY (1914). Depuis le début des années soixante beaucoup de recherches ont été faites sur le béton de fibres, notamment en ce qui concerne ses propriétés mécaniques et le procédé de sa mise en œuvre. L'utilisation des fibres comme moyen de renforcement du béton ne s'est pas limité uniquement aux fibres d'acier. Des fibres de verre, en matière plastique, de fonte et de polypropylène ont été utilisées.

Avant de mener l'étude expérimentale, il est nécessaire de faire une recherche bibliographique pour rassembler le plus de renseignements possibles concernant ce matériau. Après un bref historique relatant son évolution, nous présentons de façon générale la technologie du béton de fibres (fibres utilisées, formulation du béton de fibres, applications potentielles de ces bétons) et ses principales caractéristiques physiques et mécaniques. Ensuite, nous nous intéressons à l'étude de son comportement mécanique et nous terminons par la présentation de quelques modèles décrivant ce comportement.

## 1.1- GENERALITES SUR LE BETON DE FIBRES

### I. Historique

Le béton, depuis son origine, a été réalisé à partir des composants de base qui sont: le ciment, l'eau et les granulats. Le ciment, avec une taille de grains comprise entre 1 et 100 micromètres, constitue la phase liante des éléments du béton. Ces éléments sont le sable, avec une taille de grains comprise entre 1 et 5 mm et les granulats ou graviers de grosseur comprise entre 5 et 25 mm. Les romains le confectionnaient à partir de la chaux, de céramique écrasée et de sable volcanique. Le Panthéon de Rome, en 124 après J.C., est couvert par une gigantesque coupole en béton [BER. 04]. Il existe dans la nature sous forme de poudingues calcaires et siliceux. C'est un matériau qui est mis en œuvre par l'homme d'une manière pragmatique, dans la maçonnerie romaine qui était faite de cailloux noyés dans un mortier pouzzolanique, puis de manière plus scientifique à partir du 19<sup>ème</sup> siècle. Aujourd'hui, il est le matériau le plus utilisé dans tous les domaines de construction, qu'il s'agisse du bâtiment ou des ouvrages d'art comme les ponts ou barrages ou encore dans les pistes d'atterrissage ou jetées de ports. Si le matériau est plastique donc modulable lors de sa fabrication, il acquiert ses propriétés mécaniques au cours du temps. Une fois mature, le béton doit être considéré comme un composite constitué de granulats et d'une pâte de ciment durcie, dont les propriétés dépendent, en grande partie, de sa formulation.

Dés 1847, conscient du problème de fissuration du béton, J. Lambot [CHAN. 93] proposa de renforcer ce matériau par l'ajout de fils continus ou de treillis métallique. Cependant, ce concept conduit à un matériau anisotrope dans lequel les armatures continues nécessitent, à la construction, un travail manuel important et ne travaillent que dans une direction privilégiée. De plus, ces armatures sont relativement inefficaces contre les fissures microstructurales. La préoccupation majeure était alors de créer un matériau à matrice cimentaire renforcé de façon homogène et ayant un comportement isotrope. Vingt sept ans après, l'américain A. BERNARD [ANT. 85] est parvenu en Californie (U.S.A), à créer une pierre artificielle par l'ajout de granulats en fer recuit dans un mélange de béton. Ensuite, en 1899, un processus de fabrication d'éléments composites à base de ciment et d'amiante a été mis au point par LHATSHELS.

En 1910, s'inspirant du concept de l'utilisation des fibres pour améliorer le comportement des matériaux fragiles (briques en terre armées de paille, plâtre armé de filasse, ciment renforcé de fibres d'amiante,...[MEH. 86, ANT. 85, COM. 84, BRA. 80] ), H.F. Porter appliqua ce procédé pour le béton et signala que les propriétés physiques du béton pouvaient être considérablement améliorées en y ajoutant des clous [POR. 10]. Pour augmenter la résistance du béton à la fissuration et à l'usure, il a aussi proposé l'utilisation des copeaux métalliques comme renfort [CUY. 77]. Par la suite une série de brevets ont été établis par J. GRAHAM (1910), WEAKLY (1912), FICKLEY (1914).

Selon G. Chanvillard [CHAN. 93], la technologie du béton renforcé de fibres a connu deux périodes. La première période, allant du début du 20<sup>ème</sup> siècle aux années soixante, est caractérisée par l'incertitude et les spéculations sur les performances réelles de ce composite et la deuxième qui a débuté à partir des années soixante a vu naître une sorte d'éveil dans ce domaine. Dans cette seconde période les moyens techniques ont permis d'envisager des essais pilotés en déformations et il s'en est suivi une période d'expérimentation intense.

En 1963, deux articles ont été publiés par ROMUALDI et BATSON [ROM. 63a et 63b]. Dans ces deux articles, une analyse théorique des résultats donnés par les brevets de Battelle Development Corporation a été validée avec des données expérimentales obtenues à partir de l'essai de flexion. Par la suite, les recherches sur les bétons de fibres ont connu un réel développement grâce aux travaux de ROMUALDI, BATSON et MANDEL et d'autres. Dans ces travaux, qu'on peut qualifier comme des essais pilotes en déformation, les chercheurs sont arrivés à mettre en évidence les propriétés nouvelles de ce composite. Ils ont décrit les mécanismes de propagation et d'arrêt d'une fissure au sein d'une matrice fragile. La fin des années soixante a connu la participation d'un grand nombre de chercheurs afin d'orienter les axes de recherche vers l'application du béton de fibres dans les domaines de construction. Les travaux se multiplient et une multitude de types de fibres a été introduite dans le commerce. Le plus grand progrès dans ce domaine a commencé dans les années soixante dix avec l'incorporation des fibres d'acier dans l'industrie du béton réfractaire.

A partir de l'année 1970, il s'est produit une sorte de réveil dans le domaine de la technologie des bétons renforcés de fibres. L'amélioration de certaines propriétés spécifiques des bétons renforcés de fibres a permis leur utilisation de façon permanente dans des applications industrielles. Mais aujourd'hui, avec le développement des moyens expérimentaux, l'utilisation de ce type de matériaux s'est orientée vers les structures présentant des phénomènes de fissuration avec des bétons traditionnels. Le premier article dans ce concept peut être attribué à LANKARD et SHEETS [LAN. 71]. Dans cet article, ces auteurs confirment que l'ajout de 1% à 2% de fibres au béton réfractaire entraîne une amélioration significative de sa résistance, de sa ténacité et de sa durabilité.

## **II. Elaboration du béton de fibres**

### **II.1. Définition du béton de fibres**

On appelle béton de fibres, un béton dans lequel on a incorporé une armature par inclusion directe de fibres isolées au moment du gâchage ou de la projection. Les fibres sont assimilables à un granulat spécial de forme très allongée et de forte résistance à la traction, susceptible d'améliorer légèrement la résistance à la traction du matériau et de ralentir la propagation des fissures. En pontant les fissures, les fibres améliorent le comportement post fissuration de la matrice en maintenant une forte portance pendant l'accroissement des déformations [ABS. 94].

Le béton renforcé de fibres métalliques est un matériau composite dont les propriétés mécaniques résultent de la combinaison des propriétés du béton, des fibres et de l'interface entre les matériaux. Un composite est un solide polyphasé dans lequel deux ou plusieurs constituants sont associés en vue de lui conférer à l'échelle macroscopique et au moins dans certaines directions, un ensemble original de propriétés que les constituants pris séparément ne permettent pas d'atteindre. D'un point de vue simplifié, les composites sont constitués de trois phases : la matrice, les fibres de renfort et les zones de transition (interface fibre – matrice). La diversité des composites est essentiellement due à la variabilité du renfort fibreux qui peut être différencié selon son aspect géométrique (fibres courtes, longues, droites, ondulées, ...) ou le type de matériau constitutif (fibres polymériques, naturelles, métalliques, de verre...).

## II.2. Les fibres

### II.2.1. Différent types de fibres

Les fibres sont classées selon leur origine (naturelle, synthétique ou artificielle), leur forme (droite, ondulée, aiguille, ...etc.), leurs dimensions (macro ou microfibrilles) et leurs propriétés mécaniques. Les principales fibres utilisées sont les fibres organiques et les fibres inorganiques.

#### II.2.1.a. Les fibres organiques

Ces fibres ne sont pas utilisées pour renforcer le béton, vu que leurs caractéristiques mécaniques sont inférieures à celles du béton. Elles sont par contre mieux adaptées pour le renforcement des sols, notamment dans le corps des chaussées. Dans cette catégorie de fibres, nous pouvons citer :

- *Les fibres végétales et animales*: la principale fibre végétale est la cellulose qui résiste aux alcalis. Les fibres végétales résistent aussi à la plupart des acides organiques mais sont détruites par les acides minéraux forts. Il existe quatre sortes de fibres végétales: les fibres provenant des poils, les fibres du liber, et les fibres extraites des troncs de certaines graminées. Elles sont souvent utilisées dans la fabrication du papier et dans les panneaux de construction (fibres de bois).

- *Les fibres synthétiques* : cette famille regroupe plusieurs types de fibres comme le nylon, le polypropylène, l'acryle, le polyester ...etc.). Elles sont apparues à la fin du XIX<sup>ème</sup> siècle sous le nom de rayonne. Elles sont dérivées de la cellulose naturelle. Aujourd'hui, la plupart des fibres synthétiques proviennent de produits dérivés du pétrole et de polymères dont la structure ressemble à celle des matières plastiques. La première fibre plastique commercialisée avec succès, le nylon, date de 1938. Depuis, de nombreux synthétiques, dont les fibres acryliques, l'aramide, l'oléfine et le polystyrène sont apparus. Ces fibres ont également été étudiées à des fins industrielles très précises, telles que la fabrication des matériaux d'isolation, tissus pare-balles, les fuselages et ailes d'avion.

#### II.2.1.b. Les fibres non organiques

Ces fibres ont une bonne résistance à la traction et un module d'élasticité élevé, comparativement à la matrice. Dans cette catégorie de fibres, nous pouvons citer :

- *Les fibres minérales*: elles regroupent plusieurs sortes de fibres (amiante, alumine ...etc.), et sont utilisées en grande quantité dans plusieurs applications traditionnelles. Les fibres d'amiante autrefois utilisées pour l'isolation et l'ignifugeage, se sont aujourd'hui révélées cancérigènes.

- *Fibres artificielles* : ce type de fibres est le plus utilisé dans le domaine industriel en général et dans le domaine du génie civil en particulier. Il regroupe les fibres de verre, les fibres de carbone, les fibres métalliques et autres. Elles sont aujourd'hui les plus répandues dans l'industrie de la construction.

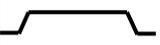
Les principales fibres utilisées pour renforcer les mortiers et les bétons sont les fibres métalliques. Ce type de fibres, qui regroupe les fibres d'acier et les fibres de fonte amorphe, a été et reste encore l'objet de recherches très importantes. Les propriétés mécaniques du béton renforcé par ces fibres sont influencées par la résistance d'adhésion inter faciale entre fibre et matrice. Les fabricants des fibres d'acier ont essayé d'améliorer l'adhérence en jouant sur l'irrégularité de la surface de la fibre, ce qui les a conduits aux nombreuses variétés de fibres qui se différencient les unes des autres par leur diamètre, leur section (ronde, carrée, rectangulaire), leur longueur et leurs modes d'opération. Les diamètres des fibres d'acier varient généralement entre 0.1 et 0.7 mm, avec des longueurs de 10 à 70 mm.

Les fibres métalliques utilisées dans les dallages industriels sont le plus souvent des fibres tréfilées. Ce sont généralement des fils de 1 mm de diamètre. Les différentes fibres existantes se différencient les unes des autres par le type d'ancrage actif dans la matrice du béton. Il existe des fibres fabriquées avec un ancrage dit déformable, par exemple des fibres à crochets telles que celles commercialisées par la société Bekaert sous la marque "Dramix" ou des fibres ondulées telles que celles commercialisées par la société Trefil Arbed. Cette société fabrique également une fibre commercialisée sous la marque "Twin-set" qui possède un cône indéformable à chacune de ses extrémités. Ce type d'ancrage est beaucoup plus rigide que l'ancrage obtenu par des crochets ou des ondulations.

Les fibres métalliques sont classées en deux catégories :

- Les fibres fonctionnant par adhérence, de forme généralement plate, ayant une surface spécifique importante. Elles sont peu ductiles. Leur principal apport est la limitation de l'ouverture des fissures.

- Les fibres fonctionnant par ancrage, de forme cylindrique en acier tréfilé, ayant un comportement ductile. L'ancrage est assuré par des crochets aux extrémités de la fibre ou par la forme ondulée de la fibre. Ces fibres confèrent une bonne ductilité au béton car elles ont une capacité de reprise d'efforts importante lorsque les fissures sont assez ouvertes. Quelques types de fibres couramment usitées sont donnés dans le tableau 1-1 suivant :

Type de fibre	Forme/ géométrie	Matière constituante	$R_t$ $\times 10^2$ [MPa]	E $\times 10^5$ [MPa]	L [mm]	l [mm]	D [mm]	e [mm]
Bekaert Dramix ZC50/50		Fil d'acier étiré à froid	11	2	50	.....	0,5	.....
Eurosteel 50/80 60/100		Acier tréfilé à moins de 0.15% C	14	2	50 60		0,8 à 1	....
Twincon E à 2 têtes		Acier tréfilé	12	2	54	.....	1	.....
Pont à Mousson		Fonte amorphe à 5% de Cr	20	1,4	60	1,5 à 2	.....	0,03
Harex		Obtenues par le fraisage de blocs d'acier.	7	2	32	2	.....	0,25

$R_t$ : résistance à la traction du matériau de la fibre, E : module d'élasticité à la traction du matériau de la fibre, L : Longueur, l : Largeur, D : Diamètre, e : Epaisseur.

Tableau 1-1 : Caractéristiques des fibres couramment utilisées [BOUZ. 03].

### II.3. Rôle des fibres

Le rôle principal des fibres est de mieux contrôler la fissuration du béton en état de service en limitant l'ouverture des fissures et de transformer le comportement fragile du béton en un comportement ductile. Le béton présente toujours des microfissures dues à différentes causes telles que le retrait, les contraintes thermiques, les contraintes appliquées au jeune âge, ...etc. Lorsqu'un béton fissuré est soumis à une traction, les lignes de tension s'infléchissent (Fig. 1-1) et les tensions aux extrémités de la fissure augmentent [PAI. 93]. Cette inflexion est due au

fait que la charge ne peut pas être transmise par la fissure. Pour un béton sans fibres sollicité en traction, sa faible résistance à la traction est vite atteinte, voire dépassée. Une fissure apparaît alors et se propage librement conduisant ainsi à une rupture fragile. Dans le cas d'un béton avec fibres, sollicité en traction, une partie de l'effort est reprise par les fibres pontant les fissures (Fig. 1-2) ; cela empêche la rupture fragile du matériau car la propagation des fissures nécessiterait une plus grande énergie. En effet, comme la longueur maximale d'une microfissure est de l'ordre de la dimension du plus gros granulat [ROS. 89a] et la longueur moyenne d'une fibre est plus grande que la dimension du granulat, chaque microfissure se propageant dans la matrice peut être pontée par une ou plusieurs fibres. Ainsi, les microfissures ne peuvent s'agrandir que par l'allongement élastique ou plastique des fibres, l'effritement de la matrice au voisinage de la fibre, le glissement des fibres ou la rupture des fibres. Ces fibres sollicitées à la traction et au cisaillement absorbent une partie de l'énergie nécessaire à la propagation des fissures et évitent une propagation incontrôlée de la fissuration du béton. Il faudrait alors davantage d'énergie donc d'effort pour propager cette fissuration. L'efficacité des fibres est d'autant plus grande que la quantité de fibre est importante et leur longueur d'ancrage est grande.

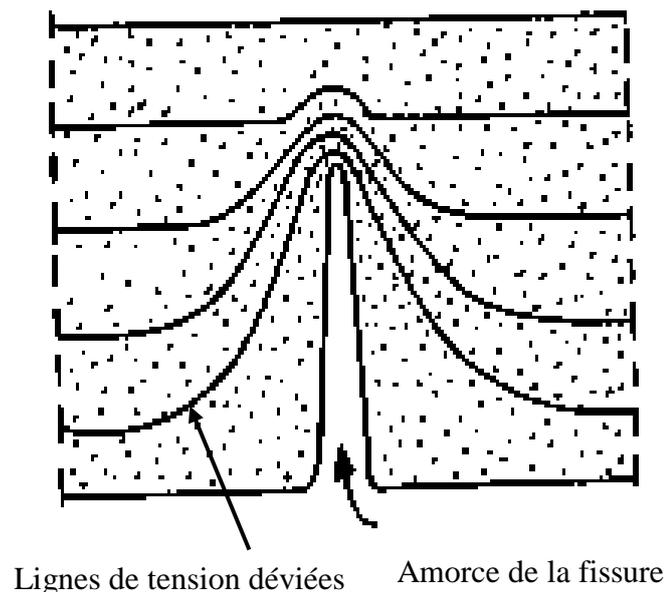
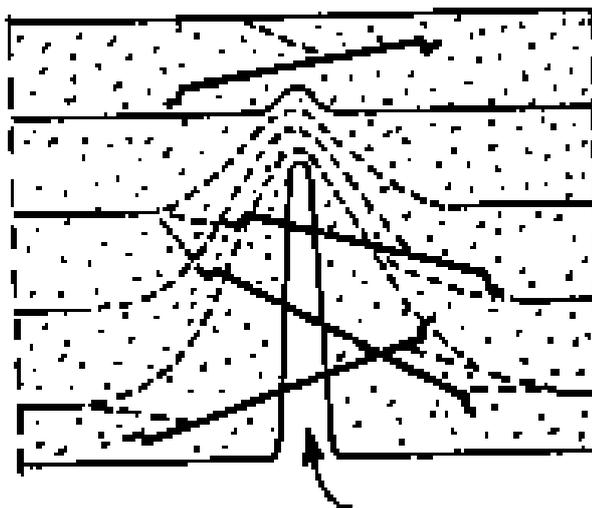


Figure 1-1 : Béton sans fibres sollicité en traction.



Fissure traversée par des fibres

Figure 1-2 : Béton avec fibres sollicité en traction.

Une multitude de constructions a été réalisée avec ce matériau cimentaire modifié. La fabrication d'une large quantité de dallages industriels a été réalisée avec des dosages en fibres de 20 à 60 kg/m<sup>3</sup>. Contrairement au béton conventionnel, les fibres permettent le transfert de forces à travers de larges ouvertures de fissures et impliquent ainsi un comportement ductile. Du fait des capacités portantes non négligeables, l'idée d'un remplacement quasi-complet de l'armature traditionnelle a été lancée. Alors que des chercheurs ([ALE. 92], [HAR. 95]) ont principalement visé un béton armé conventionnel conjointement avec des fibres métalliques, d'autres [GOS. 99], [GOS. 06] et [FAL. 94], [FAL. 07] ont présenté des recherches basées uniquement sur un renforcement à l'aide de fibres métalliques. Pour les essais avec un renforcement mixte (barres en acier et fibres), un accroissement de la résistance au poinçonnement a été noté. Néanmoins pour les essais avec des fibres comme seul renforcement, certains résultats ont été jugés positifs et une telle armature est devenue envisageable.

#### **II.4. Mise en œuvre du béton renforcé de fibres**

Lors de la mise en œuvre du béton de fibres, le dosage en fibres ne peut pas dépasser certaines limites car au delà, le gâchage et la mise en œuvre deviennent impossibles. Compte tenu des rôles opposés dévolus aux paramètres fondamentaux des fibres (dosage en volume, forme et rapport longueur sur le diamètre) sur l'ouvrabilité et la mise en œuvre, et sur l'efficacité mécanique après durcissement, on

doit se limiter à une gamme de pourcentages qui ne donne qu'une efficacité mécanique réduite mais qui permet une mise en œuvre acceptable [ABS. 94].

#### **II.4.1. Composition du béton de fibres**

La composition du béton de fibres est différente de celle du béton armé. L'ouvrabilité et l'homogénéité du béton de fibres dépendent de trois facteurs principaux qui sont la géométrie des fibres, la granulométrie de la matrice et le volume de fibres dans le composite.

Pour avoir un renforcement efficace de la matrice, les fibres doivent être suffisamment longues pour s'opposer à l'ouverture des fissures inter granulaires, cette longueur doit représenter trois fois la dimension du plus gros granulat [BER. 88]. Aussi, pour couvrir efficacement les deux lèvres des fissures, il faut que les fibres soient munies d'un système d'accrochage qui leur assure un ancrage solide dans la matrice. Cependant, il faut noter que l'augmentation de la longueur des fibres et la présence de systèmes d'ancrage spécifiques diminuent l'ouvrabilité du béton [HUG. 76]. Les difficultés liées à l'élancement peuvent, néanmoins être surmontées par l'utilisation de fibres accolées. Les fibres d'élancement supérieur ou égal à 100, accolées en plaquettes de 25 à 50, peuvent être introduites sans danger de formation de pelotes [PAIL. 93].

La granulométrie du béton est étroitement liée à la dimension des fibres. Les dimensions des granulats doivent être telles qu'un nombre réduit de fibres suffise à les encadrer (Fig. 1-3) [DEH. 75]. Pour que les granulats soient bien encadrés par les fibres il est nécessaire d'avoir une matrice riche en éléments fins. Une composition granulaire appropriée s'avère donc nécessaire pour le béton armé de fibres afin d'obtenir une distribution uniforme des fibres dans le béton et parer à la formation des pelotes de fibres.

La granulométrie influe beaucoup sur la maniabilité du béton, la présence de gros granulats crée des frictions entre les particules ce qui a tendance à réduire l'ouvrabilité. De plus, les fibres incorporées au mélange interfèrent avec les gros granulats et se trouvent de ce fait limitées dans leurs possibilités de mouvement ce qui affecte aussi la maniabilité. Les fibres s'accommodent mieux de bétons relativement fins dont le diamètre maximum des grains est de l'ordre du quart de la

longueur de la fibre, les bétons de sable se prêtent particulièrement bien à l'inclusion de fibres.

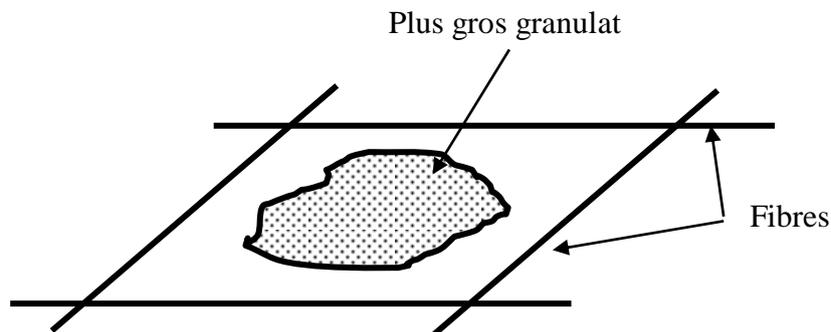


Figure 1-3- Encadrement d'un granulats.

Concernant la teneur en fibres, il a été montré [SWA. 76] que la teneur maximale dans la matrice est limitée par le pourcentage de gros granulats car les fibres doivent être bien enrobées. Une forte teneur en fibre entraîne une diminution rapide de l'ouvrabilité du béton du fait que l'incorporation des fibres se traduit par une augmentation de la surface spécifique dans le mélange. Cette augmentation de surface tend, par absorption d'eau, à sécher le mélange, ce qui engendre une perte de compacité et d'ouvrabilité (Fig. 1-4). Pour augmenter l'ouvrabilité du béton de fibres on ajoute en général des plastifiants dans le mélange. La quantité de plastifiant à ajouter dépend de son efficacité [KACH. 97]. Il faut, dans ce cas là, un ajustement de la composition des granulats pour que l'adjuvant atteigne son maximum d'efficacité. La teneur en fibre est fixée par une relation empirique dite « limite de faisabilité » :

$$V_f \cdot L/D < 3$$

avec :

- $V_f = V_f \% \cdot 100$  : fraction volumique des fibres
- $L/D$  : élancement des fibres.

Le dosage limite couramment utilisé pour les bétons de fibres métalliques est de l'ordre de 2% [BER. 91].

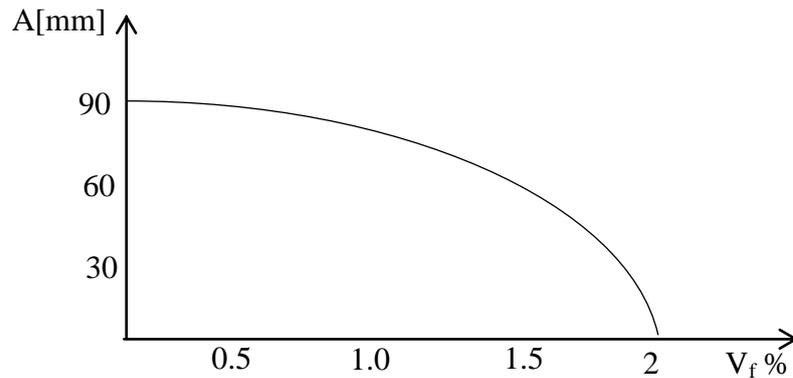


Figure 1-4- Effets des fibres sur l'affaissement du béton au cône d'Abrams [JEJ. 77].

## II.4.2. Formulation du béton de fibres

Les méthodes de composition des bétons renforcés par des fibres métalliques [ROS. 89b, BER. 91, ZHA. 91], pour la plupart empiriques, sont basées essentiellement sur un grand nombre d'études expérimentales. Elles aboutissent à des recommandations qui ne sont pas adaptées à toutes les utilisations que l'on fait du béton de fibres et ne permettent pas de tirer le meilleur parti de ce composite. Suivant l'application industrielle envisagée, la composition du béton renforcé de fibres métalliques doit être à chaque fois spécifique et conduire à un composite optimisé vis-à-vis de l'objectif visé. Ainsi, suivant que l'on désire obtenir un béton de fibres métalliques très maniable, très résistant ou ayant une influence sur la ductilité des structures, la composition du matériau composite sera complètement différente.

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, utilisée pour les bétons courants [ROS. 91]. Cette méthode est basée sur deux hypothèses:

- pour un dosage en eau et ciment fixé au départ (E/C fixé), le béton le plus maniable est le plus compact et son squelette minéral est optimal.
- le dosage optimal en granulats ne dépend pas de la nature et du volume de pâte de ciment (Eau+ciment).

Pour appliquer cette méthode au béton de fibres métalliques on introduit une troisième hypothèse : l'ajout de fibres métalliques ne modifie pas les deux premières hypothèses [ROS. 91].

La méthode de Baron-Lesage consiste à:

- fixer au départ, le rapport eau sur ciment(E/C) ainsi que le pourcentage de fibres à incorporer,
- faire varier le rapport S/G (sable sur granulats) et déterminer pour chaque rapport la maniabilité du béton de fibres,
- tracer la courbe reliant la maniabilité et le rapport S/G et déterminer le rapport S/G pour lequel la maniabilité est la plus grande.

L'application de la méthode de BARON LESAGE pour la composition du béton de fibres métalliques conduit à une composition totalement différente de celle du béton courant. La composition obtenue est riche en pate de ciment, ce qui favorise l'adhérence des fibres à la matrice. Lors de l'élaboration du béton de fibres métalliques il convient :

- de bien choisir la méthode de mesure de l'ouvrabilité du béton car toutes les méthodes ne conviennent pas au béton de fibres. En effet, le cône d'Abrams qui peut convenir pour les faibles dosages en fibres (30 Kg / m<sup>3</sup>) et les maniabilités élevées ne semble pas s'adapter aux bétons fermes et aux dosages en fibres plus élevés. Les méthodes de mesure faisant appel à la vibration (maniabilimètre LCL, flow test) sont plus indiquées.

- de choisir judicieusement le type et le pourcentage de fibres à incorporer en relation avec l'application industrielle visée.

- d'éviter l'utilisation de l'aiguille vibrante du fait de l'orientation préférentielle des fibres et de l'effet de cheminée. Il est préférable d'utiliser les vibreurs de coffrage et les règles vibrantes.

- de porter une grande attention à la méthode de malaxage, donc à la séquence d'introduction des différents matériaux, de façon à assurer une distribution uniforme des fibres dans le mélange frais.

### **III. Domaines d'utilisation du béton renforcé de fibres**

Depuis que le béton de fibres a été conçu, de nombreux travaux ont montré que l'insertion de fibres d'acier dans une matrice de béton permet d'augmenter les caractéristiques mécaniques, comme la résistance à la compression ou la résistance à la flexion, du composite résultant. Cependant, ce type de béton n'est pas considéré comme un substitut aux bétons traditionnels, mais comme un matériau nouveau qui

devient intéressant pour la conception de structures performantes. Avec de faibles dosages en fibres d'acier (1% en volume) les bétons de fibres obtenus présentent des performances intéressantes (bonne maniabilité, bonnes caractéristiques mécaniques). De plus, leur coût est relativement bas au regard de certaines applications spécifiques.

Dans le tableau 1-2 ci-dessous, on indique quelques domaines d'utilisation du béton de fibres.

Applications	Intérêt apporté par l'adjonction des fibres dans le béton
Canalisation et coque minces faiblement sollicitées.	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Amélioration de la tenue des pièces au jeune âge.</li> <li>- Modification des variations dimensionnelles, lutte contre les fissurations.</li> </ul>
Dallage, chaussées en béton, dallages manufacturés, et tous les éléments structuraux soumis à la flexion.	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Diminution de 40% de l'ouverture des fissures,</li> <li>- Augmentation de la rigidité après fissuration,</li> <li>- Augmentation de la résistance au cisaillement,</li> <li>- Augmentation de la résistance à l'usure.</li> </ul>
Eléments structuraux soumis à la compression (poteaux, pieux, fondations...etc.).	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Amélioration de la charge ultime,</li> <li>- Pas de rupture catastrophique.</li> </ul>
Structures soumises à des sollicitations pulsionnelles exemple, pistes d'aéroports.	<ul style="list-style-type: none"> <li>- L'énergie absorbée est plus importante,</li> <li>- La durée de choc est augmentée,</li> <li>- La loi de comportement du matériau est fortement modifiée.</li> </ul>
Réparation des revêtements routiers, tabliers de ponts.	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Amélioration de la résistance aux chocs,</li> <li>- Amélioration de la déformation.</li> </ul>
Parties exposées aux fortes variations de température et même aux hautes températures.	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Remplacement avec succès du revêtement réfractaire,</li> <li>- Diminution du coût de réparation des éléments réfractaires</li> </ul>
Stabilisation des parois rocheuses, les talus, les tunnels, les galeries souterraines.	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Evite le travail de fixation des grillages ordinairement employés,</li> <li>- Diminution du coût de réparation de stabilisation des parois rocheuses et les talus.</li> </ul>
Fabrication des pieux, revêtement ignifuges isolants (constructions navales). Panneaux de revêtement de façade....etc.	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Augmentation de la résistance aux chocs,</li> <li>- Augmentation de la résistance à l'usure,</li> <li>- Augmentation de la durabilité de revêtement.</li> </ul>

Tableau 1-2 : Quelques domaines d'utilisation du béton de fibres [CHE.10].

#### **IV. Conclusion**

La composition du béton de fibres est différente de celle du béton armé. L'ouvrabilité et l'homogénéité du béton de fibres dépendent de trois facteurs principaux qui sont la géométrie des fibres, la granulométrie de la matrice et le volume de fibres dans le composite. Pour avoir un renforcement efficace de la matrice, les fibres doivent être suffisamment longues pour s'opposer à l'ouverture des fissures inter granulaires et pour que les granulats soient bien encadrés par les fibres il est nécessaire d'avoir une matrice riche en éléments fins. La teneur maximale en fibres est, quant à elle, limitée par le pourcentage de gros granulats car les fibres doivent être bien enrobées.

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, utilisée pour les bétons courants. L'application de la méthode de BARON LESAGE pour la composition du béton de fibres métalliques conduit à une composition totalement différente de celle du béton courant. La composition obtenue est riche en pâte de ciment, ce qui favorise l'adhérence des fibres à la matrice.

## **1.2- PROPRIETES PHYSIQUES ET MECANQUES DES BETONS ARMES DE FIBRES**

### **I. Introduction**

Le béton présente toujours des microfissures dues à différentes causes telles que le retrait, les contraintes thermiques, les contraintes appliquées au jeune âge, ...etc. Le rôle des fibres est de mieux contrôler cette fissuration. En service, lorsqu'une fissure apparait dans le béton, une partie de l'effort est reprise par les fibres pontant les fissures. Ces fibres sollicitées à la traction et au cisaillement absorbent une partie de l'énergie nécessaire à la propagation des fissures et évitent une propagation incontrôlée de la fissuration du béton. Il faudrait alors davantage d'énergie, donc d'effort, pour propager cette fissuration.

Le rôle principal des fibres est de modifier la répartition des fissures et de transférer les charges d'une lèvres à l'autre des fissures, en les pontant, et par conséquence de conférer une certaine ductilité au matériau. Les fibres améliorent aussi la résistance à la fatigue et aux chocs grâce à la résistance résiduelle développée après la fissuration du matériau.

### **II. Effet de l'incorporation des fibres sur les principales caractéristiques du béton**

#### **II.1. 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. L'ajout des fibres métalliques augmente la résistance à la compression du composite d'environ 20% [ZHA. 91]. Selon SERNA ROSS [ROS. 84], la résistance ultime et le module d'élasticité du béton armé de fibres diffèrent peu de la résistance ultime et du module d'élasticité de la matrice de béton. Néanmoins, la présence des fibres dans le béton augmente la déformation à la rupture et confère ainsi une plus grande ductilité au composite.

## II.2. Résistance à la traction

Comme pour la compression, les fibres apportent une légère augmentation de la résistance à la traction du béton de fibres (un accroissement de 16% selon ZHAN [ZHA. 91]) et une certaine ductilité du comportement post-rupture du composite [SHA. 78] et [ROS. 89a]. La présence des fibres dans le béton joue un rôle important dans le comportement en traction du composite. 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 de la teneur en fibres 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.

## II.3. Résistance à la traction par flexion

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

De nombreuses études ont montré une nette amélioration de la résistance à la traction par flexion. Pour SWAMY et al [SWA. 75b] la résistance à la traction par flexion des bétons de fibres est 2 à 6 fois plus grande que celle des bétons sans fibres, alors que pour ZHAN [ZHA. 91] elle n'augmente que de 40 à 50 %. MAMILLAN et al [MAM. 87] 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.

## II.4. Résistance aux chocs

Le caractère ductile des bétons armés de fibres leur procure une amélioration de leur résistance aux chocs. Comme les chocs génèrent des contraintes de traction et

les fibres améliorent la résistance à la traction des matériaux, leur présence augmente donc la résistance aux chocs du béton de fibres. C.D.JOHNSTON [JOH. 80] et H. KRENCHER [KRE. 87] ont mis en évidence l'augmentation de la résistance aux chocs avec l'augmentation de la teneur en fibres.

## **II.5. Résistance à la fatigue**

La présence des fibres augmente la résistance à la fatigue et améliore le comportement du béton sous sollicitations cycliques. Ceci a été montré par DEHOUSSE et al [DEH. 74] et RAMAKRISHNAN et OBERLING [RAM. 87] qui ont mis en évidence, par des essais de fatigue en flexion, que les fibres augmentent les caractéristiques de fatigue (résistance et nombre de cycle à rupture) de façon considérable.

## **II.6. Résistance à l'abrasion**

D'après T. CUYKENS et al [CUI.77], les fibres en acier n'ont pas beaucoup d'influence dans le cas où il n'y a qu'une érosion superficielle seulement. Quand l'érosion s'accompagne de 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.

## **II.7. Résistance au cisaillement**

Selon EL HACHEM [ELH. 90], JINDAL [JIN. 81] et VALADE [VAL. 87], la présence de fibres dans le béton augmente sa résistance au cisaillement. Ils ont montré aussi que la résistance au cisaillement augmente avec l'accroissement, jusqu'à 1%, de la teneur en fibres.

NARAYANAN et al [NAR. 87] lors d'essais sur des poutres armées traditionnellement (2 à 3% d'armatures), renforcées par des fibres métalliques, ont noté que:

- la résistance au cisaillement des bétons de fibres dépend de la géométrie, de la forme et du pourcentage de fibres. Ces paramètres peuvent être caractérisés par un facteur des fibres 'F' défini par la relation suivante :

$$F = V_f \cdot D_f \cdot l / d$$

avec :

- $V_f$  : pourcentage des fibres,
- $D_f$  : facteur de l'efficacité de l'adhérence fibre matrice,
- $l/d$  : élancement de la fibre.

- l'augmentation du facteur  $F$  permet d'améliorer la ductilité du comportement du béton au cisaillement,
- l'augmentation du pourcentage de fibres peut changer le mode de rupture au cisaillement en un mode de rupture à la flexion.

La rupture par cisaillement peut intervenir aussi dans le cas d'une poutre soumise à la flexion si le rapport  $a/d$  est compris entre 3 et 7 [ROB. 82] ( $a$  : distance entre le point d'application de la charge et l'appui,  $d$  : hauteur efficace de la poutre).

## **II.8. Comportement vis-à-vis du retrait**

La présence des fibres permet de freiner les mouvements du squelette dûs à l'évaporation de l'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 [ELH. 90], SWAMY et BAHIA [SWA. 85] et VALADE [VAL. 87] sur un béton renforcé par des fibres montrent que la présence de ces dernières entraîne la diminution du retrait. De plus, la réduction du retrait augmente avec l'augmentation de la teneur en fibres.

En ce qui concerne le retrait gêné, EL HACHEM [ELH.90] 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).

## **II.9. Comportement vis à vis du fluage**

La présence des fibres de fonte dans le béton a peu d'influence sur le fluage du béton [ELH. 90], [EDI. 72]. Par contre, BALAGURU et al [BAL. 88] ont observé que la présence des fibres augmente le fluage du béton.

## **II.10. 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 [NEM. 91], 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.

## **II.11. Résistance aux chocs thermiques**

D'après T. CUYKENS [CUI. 77], l'adjonction des fibres d'acier étiré 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.

## **III. Conclusion**

L'incorporation des fibres dans le béton apporte une certaine ductilité au comportement post-rupture du matériau aussi bien en compression qu'en traction et cisaillement et améliore légèrement les caractéristiques mécaniques du composite telles que la résistance à la traction, la résistance à la compression, la résistance au cisaillement, la résistance à la fatigue et la résistance aux chocs. La présence de fibres réduit le retrait du béton mais n'influe pas de façon significative sur la porosité et la perméabilité du composite.

Signalons que pour la compression, la plupart des auteurs ont montré qu'à faible teneur, les fibres ne modifient pas sensiblement la résistance ultime et le module élastique mais augmentent la déformation à la rupture et la ductilité. En revanche, l'incorporation de fibres en pourcentage élevé peut engendrer une diminution de la résistance ultime du béton.

Enfin il y'a lieu de remarquer que les caractéristiques mécaniques énoncées dans ce paragraphe sont obtenues pour un béton à orientation supposée aléatoire des fibres. Le dimensionnement d'éléments en béton renforcé de fibre se base aussi sur l'hypothèse d'une répartition des fibres aléatoire en orientation et homogène dans la masse [DUP. 05]. Cependant, il faut noter que cette hypothèse peut être mise en défaut dans certains cas : structure à géométrie complexe, proximité des bords, présence de reprise de bétonnage, ... La connaissance précise de l'orientation des fibres et des caractéristiques mécaniques correspondantes est un facteur qui assure un bon dimensionnement des structures, voire l'optimisation de la quantité de fibre à prévoir dans la formulation initiale du béton [LAT.07].

## 1.3- COMPORTEMENT MECANIQUE DU BETON DE FIBRES

### I. Introduction

L'introduction de fibres courtes, aléatoirement réparties dans une matrice de béton, conduit à l'amélioration des propriétés mécaniques du béton. Pour étudier l'apport des fibres dans le mécanisme de renforcement des composites, trois approches sont utilisées.

La première approche est basée sur le concept d'espacement moyen des fibres [ROM. 64]. Ce concept purement géométrique ne tient pas compte de la géométrie propre des fibres, il ne considère que le dosage en fibres. D'autres auteurs [SWA. 74b, SCH. 75] ont par la suite introduit des facteurs de correction pour tenir compte de la géométrie et de la distribution aléatoire des fibres. Cette approche par l'espacement moyen des fibres est maintenant délaissée car elle ne reflète pas assez bien l'association fibre-matrice.

La deuxième approche est basée sur l'étude de la liaison fibre-matrice. En effet, après fissuration de la matrice, selon la qualité de l'ancrage de la fibre, nous aurons une rupture ou un glissement de la fibre. Ce modèle, sous l'hypothèse d'une distribution uniforme de l'adhérence fibre-matrice, définit une longueur critique  $l_c = \frac{d\sigma_{fu}}{4\tau}$  ( $d$  : diamètre de la fibre,  $\sigma_{fu}$  contrainte de rupture de la fibre) qui détermine le type de dégradation de la liaison fibre-matrice. Si la longueur ancrée de la fibre est supérieure à la longueur critique, la fibre se rompt, sinon elle se décolle et glisse [CHA. 93]. Cependant, ce modèle est limité aux fibres droites et alignées.

Enfin, la troisième approche s'appuie sur la loi des mélanges qui consiste à effectuer la moyenne des résistances de chaque phase, pondérée par la proportion qu'elle représente, dans le cas particulier des composites à fibres continues et alignées. Cette approche, la plus connue pour prédire la résistance à la traction du béton renforcé de fibres, est appelée approche par le modèle composite. Elle permet la détermination du module de Young du composite, de la contrainte à fissuration de la matrice et de la déformation à fissuration de la matrice.

## **II. Etude du comportement mécanique du béton de fibres - Approche par le modèle composite.**

L'approche par le modèle composite de l'étude de l'apport des fibres dans le mécanisme de renforcement des composites permet la détermination du module d'élasticité du composite, de la contrainte à fissuration de la matrice, de la contrainte post-fissuration maximale et de la déformation à fissuration de la matrice.

### **II.1. Description du comportement mécanique des composites.**

Le comportement en traction des composites peut être décrit globalement par les deux modes suivants :

- Mode I :

Ce mode est représenté par la courbe charge – élongation illustrée sur la figure 1-5. Le comportement se décompose en deux phases : une phase de préfissuration (phase I) et une phase de post-fissuration (phase II). L'intersection des deux phases est un point de discontinuité du comportement qui signifie la localisation des déformations et l'émergence de la macrofissure.

La phase I est celle où le comportement du composite est quasi-élastique. Dans cette zone les champs de contraintes et de déformations sont homogènes et les microfissures sont réparties de façon homogène. Cette phase se termine par l'apparition de la macrofissure.

Dans la phase II le comportement du composite dépend essentiellement de l'évolution de la macrofissure. La matrice ayant atteint sa contrainte de fissuration, rompt. Les bords disjoints sont reliés par des fibres qui fournissent à la fissure sa capacité portante résiduelle. C'est cela qui permet d'éviter une rupture brutale qui se produirait dans le cas d'une matrice sans fibre de renfort. Le comportement du matériau dans la phase II est caractérisé par une chute progressive de la capacité portante.

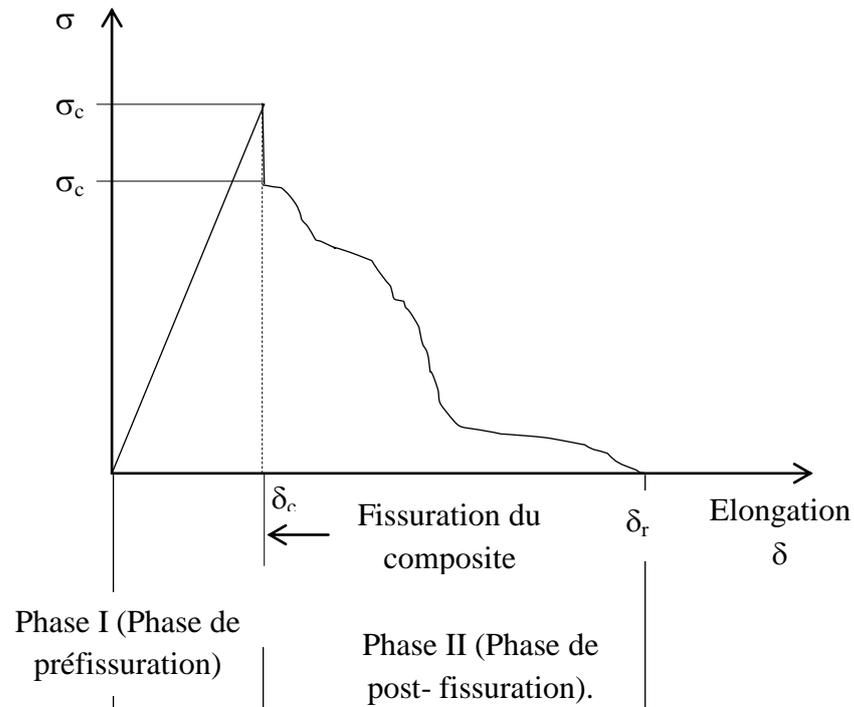


Figure 1-5- Schématisation du premier mode de comportement mécanique en traction uniaxiale d'un composite à matrice fragile et fibres courtes.

- Mode II :

Ce mode est représenté par la courbe charge – élongation de la figure 1-6. Le comportement se décompose en trois phases : une phase quasi-élastique (phase I), une phase de multifissuration ou phase de pseudo-écrouissage (phase II) et une phase d'adoucissement (phase III).

Les phases I et III de ce mode correspondent aux phases I et II du mode I. La phase II commence quand le matériau a atteint sa contrainte de fissuration. La constitution et l'apport des fibres permettent d'éviter la localisation des déformations. Les fissures qui se forment sont cousues par les fibres. Ces dernières confèrent au matériau une capacité portante supérieure à la contrainte de fissuration ; c'est le phénomène de pseudo-écrouissage ou de multifissuration. Les fibres assurent une répartition homogène de la microfissuration dans le matériau. L'accroissement de la résistance du composite se poursuit jusqu'à la contrainte de post-fissuration maximale du composite, il s'ensuit une localisation des déformations et le développement d'une macrofissure.

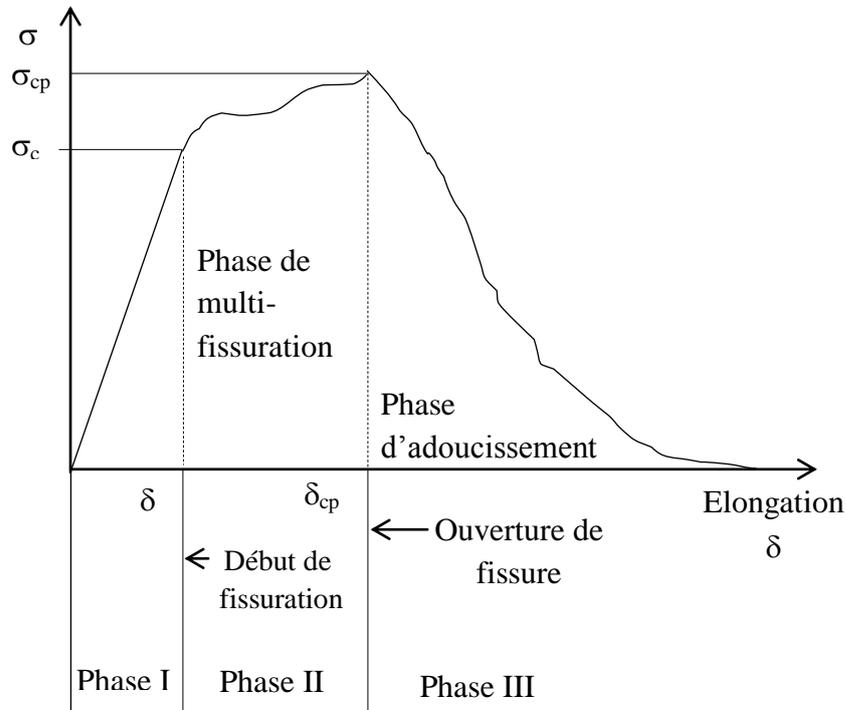


Figure 1-6- Schématisation du deuxième mode de comportement mécanique en traction uniaxiale d'un composite à matrice fragile et fibres courtes.

## II. 2. Module de Young du composite

Le module de YOUNG du composite est donné par la loi des mélanges simples de VOIGT :

$$E_c = E_m V_m + E_f V_f$$

avec:

$E_c$  : module de YOUNG du composite

$E_m$ ,  $E_f$  : respectivement, module de YOUNG de la matrice et de la fibre.

$V_m$ ,  $V_f$  : respectivement, fraction volumique de la matrice et de la fibre.

Cette loi des mélanges ne tient compte ni de la discontinuité du renfort, ni de l'orientation des fibres, ni de la véritable nature de l'interface fibre-matrice. Elle est donc incapable de déterminer avec précision le module de YOUNG du composite. Certains auteurs comme KRENCHER proposent une loi des mélanges améliorée :

$$E_c = \left( 1 - \sum_{i=1}^j V_f^i \right) E_m + \sum_{i=1}^j \eta_L^i \eta_\theta^i V_f^i E_f^i \quad [\text{KRE. 88}]$$

avec :

$E_m$  : module de YOUNG de la matrice

$E_f^i$  : module de YOUNG du système de fibres i

$\eta_0^i$  : facteur d'orientation du système de fibres i

$V_f^i$  : fraction volumique du système de fibres i

Cette formulation tient compte de l'orientation des fibres dans le composite mais pas de la véritable nature de l'interface. Il en est de même des modèles de NIELSON [NIE. 68], SHAH [SHA. 71], ALLEN [ALL. 71] et ceux conçus à l'origine pour les composites à particules. Dans le cas où les particules sont des fibres nous disposons d'un certain nombre de modèles biphasiques [BAA. 91] :

- Modèle de VOIGT :  $E_c = E_m V_m + E_f V_f$

- Modèle de REUSS :  $\frac{1}{E_c} = \frac{V_f}{E_f} + \frac{V_m}{E_m}$

- Modèle de HIRSCH-DOUGILL :  $\frac{1}{E_c} = \frac{1}{2} \left( \frac{1}{E_{cVOIGT}} + \frac{1}{E_{cREUSS}} \right)$

- Modèle de POPOVICS :  $E_c = \frac{1}{2} (E_{cVOIGT} + E_{cREUSS})$

- Modèle de HALPIN-TSAI :  $E_c = \frac{3}{8} E_{cVOIGT} + \frac{5}{8} E_{cREUSS}$

- Modèle de COUNTO :  $\frac{1}{E_c} = \frac{1 - \sqrt{V_f}}{E_m} + \left( \frac{1 - \sqrt{V_f}}{\sqrt{V_f}} E_m + E_f \right)^{-1}$

- Modèle de HASHIN :  $E_c = \left[ \frac{(E_m + E_f) + (E_m - E_f) V_f}{(E_m + E_f) - (E_m - E_f) V_f} \right] E_m$

Des modèles triphasiques considérant l'interface fibre matrice comme une phase ont été proposés par LOU [LOU. 89], CHRISTENSEN [CHR. 86], MIKATA [MIK. 86] et MURA [MUR. 82]. Ces modèles basés sur la théorie d'ESHELBY ne tiennent pas compte de l'orientation aléatoire des fibres. Un autre modèle triphasique a été proposé par ALWAN et NAAMAN [ALW. 94]. Ils ont considéré l'interface comme une troisième phase de volume nul ayant des caractéristiques mécaniques

différentes de celles de la fibre et de la matrice. Le module de Young donné par ce modèle est la combinaison de celui d'une cellule fibre - matrice ayant la fibre perpendiculaire à l'axe du chargement et celui d'une cellule fibre - matrice dont l'axe de la fibre est confondu avec celui du chargement. Un autre moyen de modélisation du module de YOUNG des composites est l'emploi des méthodes basées sur l'homogénéisation des structures périodiques (HSP). Cependant, les théories HSP considèrent l'interface comme une liaison parfaite et les modèles qui en résultent sont donc biphasiques.

### II.3. Contrainte à fissuration de la matrice.

Un modèle de détermination de la contrainte à fissuration de la matrice a été proposé par [HOL. 66] pour les composites à fibres continues et alignées :

$$\sigma_c = \sigma_f V_f + \sigma_m (1 - V_f)$$

avec:

- $\sigma_c$ : contrainte dans le composite à la fissuration de la matrice
- $\sigma_f$ : contrainte de traction dans la fibre au moment de la fissuration de la matrice
- $\sigma_m$ : résistance à la traction de la matrice
- $V_f$ : fraction volumique de fibres

Des modèles plus évolués, tenant compte du caractère aléatoire de l'orientation des fibres courtes dans un béton, ont été proposés. Ainsi, NAAMAN [NAA. 72] a proposé un modèle probabiliste basé sur une loi des mélanges modifiée et sur la méthode du maillon le plus faible :

$$\sigma_c = \sigma_m (1 - V_f) + \alpha_1 \alpha_2 \tau \frac{l_f}{d} V_f$$

avec:

$\alpha_1$  : coefficient représentant la fraction d'adhérence mobilisée à la fissuration de la matrice

$\alpha_2$  : facteur d'orientation des fibres.

SWAMY et al. [SWA. 74a] ont aussi proposé un modèle semi-empirique

$$\sigma_c = \sigma_m (1 - V_f) + 0.82 \tau \frac{l_f}{d} V_f$$

avec:

$\sigma_c$  : contrainte du composite à la fissuration de la matrice

$\sigma_m$  : résistance à la traction de la matrice

$\tau$  : contrainte d'adhérence interfaciale

$V_f$  : fraction volumique des fibres

$d$  : diamètre des fibres

$L_f$  : longueur de fibres

Ces modèles ont été reformulés [NAA. 74, HAN. 78, NAA. 87, NAA.95] de la sorte:

$$\sigma_c = \sigma_m (1 - V_f) + C \bar{\tau}_u \frac{l_f}{d} V_f$$

avec:

$\bar{\tau}_u$  : Contrainte moyenne d'adhérence à l'interface fibre-matrice

$C$  : Constante tenant compte de l'orientation des fibres et de la position de la fissure sur les longueurs des fibres.

Ces modèles considèrent le composite comme une chaîne qui rompt à son maillon le plus faible dont la résistance est  $\sigma_c$ . Ils ne tiennent pas compte de l'interface en tant que point faible de la structuration du composite. Il va de soit que l'état de l'interface au moment de la fissuration de la matrice (adhésion élastique, décohésion partielle ou totale) influence la forme des équations constitutives du matériau.

## II.4. Contrainte de post-fissuration maximale

Concernant la contrainte de post-fissuration maximale, qui est l'une des grandeurs essentielles du comportement des composites car c'est elle qui caractérise le pseudo-écrouissage (multi fissuration), elle est donnée par :

$$\sigma_{cpc} = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \tau V_f \frac{l_f}{d} \quad \text{selon NAAMAN [NAA.87]}$$

$\lambda_1$  : coefficient de longueur d'ancrage

$\lambda_2$  : coefficient d'orientation des fibres

$\lambda_3$  : facteur de réduction associé à la densité des fibres pontant la fissure

$$\sigma_{cpc} = \frac{1}{2} g \tau V_f \frac{l_f}{d} \quad \text{selon LI [LI. 92a]}$$

$g$  : facteur d'efficacité d'orientation des fibres.

Ces deux formulations tiennent compte de l'effet de l'orientation des fibres sur les forces d'arrachement mais pas de la variabilité du cisaillement frictionnel.

## II.5. Déformation à la fissuration et déformation de post- fissuration maximale de la matrice:

Se basant sur le bilan énergétique et la mécanique de la rupture TJIPTOBROTO et HANSEN [TJI. 93a], [TJI. 93b] ont proposé pour la déformation du composite à la fissuration l'expression :

$$\varepsilon_{cu} = \left[ \frac{2\gamma_m V_m}{\left( \frac{3}{4} E_c - \frac{7}{24} E_f V_{ef} (1 + \alpha) \right) \alpha (\beta l_f)} \right]^{\frac{1}{2}}$$

$$\text{avec : } \alpha = \frac{E_m V_m}{E_f V_{ef}} \quad \text{et} \quad \beta = \frac{L_{tr}}{\frac{l_f}{2}}$$

$L_{tr}$  : longueur de transfert

$\gamma_m$  : énergie surfacique de la matrice

$V_{ef}$  : fraction volumique effective des fibres (elle est prise égale à la moitié de  $V_f$  dans le composite).

Dans cette approche les auteurs ont considéré une distribution linéaire du cisaillement inter facial. Pour la déformation de post - fissuration maximale ils proposent :

$$\varepsilon_{cpc} = \varepsilon_{cu} - \frac{3}{8} A + \left\{ A \left[ A + \left[ \frac{9}{64} + \frac{11}{24} B \right] - \varepsilon_{cu} \left[ \frac{3}{4} + \frac{1}{4} B \right] + \varepsilon_{cu}^2 \left( 1 - \frac{1}{2} B \right) + \frac{4V_f G_d}{E_c^* d} \right] \right\}^{\frac{1}{2}}$$

avec :

$$A = \frac{2\tau l_f}{E_f d} \text{ et } B = \frac{E_f V_f}{E_c^*}$$

$E_c^*$  : module de Young du matériau composite fissuré

$G_d$  : énergie de décohésion inter faciale

Ces modèles ne sont pas triphasiques. La linéarisation du champ de force inter facial peut induire des erreurs importantes dans le bilan énergétique [TJI. 93b]. D'autre part, cette approche est inexacte dans le cas où la contrainte de cisaillement inter facial est très inférieure à la contrainte d'adhérence inter faciale ultime car dans ce cas  $\varepsilon_{cpc}$  dépend de la contrainte d'adhérence inter faciale ultime et non du cisaillement frictionnel.

### III. Etude du comportement des fibres.

#### III.1. Analyse du comportement d'une fibre droite.

Le comportement des composites est en grande partie conditionné par les phénomènes d'adhérence au niveau de l'interface fibre-matrice. L'interface fibre-matrice peut être considérée comme une phase car sa microstructure est différente de celle des fibres et de la matrice. Elle est appelée zone de transition inter faciale, sa morphologie dépend du type, de la géométrie et du traitement de surface des fibres et de la composition de la matrice.

L'adhésion inter faciale est une combinaison de trois phénomènes agissant simultanément [BRA. 95]:

- interpénétration mécanique entre la matrice et la fibre.
- adhésion physique moléculaire
- adhésion chimique.

Lorsque la fibre est soumise à un effort d'arrachement, le transfert des charges à l'interface s'effectue par des contraintes d'adhérence. Si cet effort d'arrachement dépasse la capacité de résistance à la traction de la fibre sans que les contraintes de cisaillement ultimes ne soient atteintes, la fibre se rompt. Dans ce cas l'énergie dissipée par cette rupture est relativement limitée. Si cet effort d'arrachement est inférieur à la capacité de résistance à la traction de la fibre et les contraintes de cisaillement ultimes sont atteintes, les caractéristiques de l'interface

fibres-matrice se dégradent. Les fibres glissent puis s'arrachent. Cette dégradation est caractérisée par un mécanisme d'absorption d'énergie progressif.

D'un point de vue mécanique, l'interface peut être considérée comme un point faible du matériau composite. Le transfert d'efforts entre la matrice et les fibres est assuré par l'interface, ce qui lui confère un rôle important dans le comportement mécanique du composite. Selon la nature de la contrainte à transmettre de part et d'autre de l'interface, nous avons deux types d'adhérence [BAR. 81 ; GRA. 84]:

- l'adhérence de cisaillement qui transfère les contraintes parallèles à l'axe longitudinal de la fibre. Au début de sa mobilisation, elle assure la continuité des déformations entre la fibre et la matrice ; il s'agit alors d'une adhérence de cisaillement élastique. Lorsque la contrainte de cisaillement dépasse une valeur ultime, il se produit un déplacement relatif de la fibre par rapport à la matrice que l'on caractérise par un décollement. Sur cette longueur décollée, l'adhérence de cisaillement correspond à un phénomène de friction.
- l'adhérence de traction qui s'oppose aux efforts agissant perpendiculairement à l'interface. Elle peut être mobilisée par les phénomènes de contraction mécanique ou physiques. Cette adhérence peut aussi être mobilisée par des confinements locaux de fibres distribuées aléatoirement [KEL. 76].

## **III.2. Mécanisme de rupture de la liaison fibre – matrice.**

### **III. 2.a. Contrainte de cisaillement inter facial.**

Dans le cas où les efforts sont orientés dans le sens de l'axe de la fibre, le transfert des charges à l'interface se fait par les contraintes d'adhérence. L'interface est considérée comme une couche de cisaillement.

En l'absence de décohésion inter faciale le comportement est élastique. Le cisaillement inter facial est alors linéairement proportionnel à la différence de déplacement entre la matrice et la fibre au niveau de l'interface et le coefficient de proportionnalité qui en découle est une caractéristique de l'interface. Le saut de déplacement inter facial qui s'exprime par la différence entre les déplacements sur la matrice et sur la fibre s'écrit :

$$U = U_f - U_m$$

avec  $U_m$  et  $U_f$  déplacements respectifs sur la matrice et sur la fibre qui s'écrivent :

$$U_m = X_m - X_0 \text{ et } U_f = X_f - X_0$$

Le cisaillement inter facial s'écrit alors:

$$\tau = KU$$

où  $K$  est la constante de cisaillement élastique inter facial.

La décohésion inter faciale apparaît quand la contrainte de cisaillement à l'interface atteint la limite élastique du cisaillement inter facial  $\tau_e$ . Cette contrainte  $\tau_e$  est une constante caractéristique de l'interface. Le cisaillement inter facial, dans la zone décollée, qui intervient après la décohésion est considéré comme frictionnel. Il varie, en général, avec le glissement local de la fibre. Il s'écrit [GOP. 87b] :

$$\tau_f = \tau_f [g(x)]$$

Où  $g(x)$  est le glissement local de la fibre et  $\tau_f$  une caractéristique de l'interface.

Ces paramètres inter faciaux  $K$ ,  $\tau_e$ ,  $\tau_f [g(x)]$  se déterminent expérimentalement à l'aide d'essais d'arrachement des fibres (PULL-OUT). Les modèles théoriques pour l'interprétation de ces essais utilisent la théorie de la couche de cisaillement ([BEN. 91], [NAA. 91]).

Plusieurs auteurs ont donné l'allure de la distribution de la contrainte de cisaillement inter facial le long de la fibre. L'équation est établie à partir de l'étude de l'équilibre des forces appliquées à la fibre, avec les hypothèses de la théorie de la couche limite (Fig. 1-7).

La contrainte de cisaillement inter facial le long de la fibre est donnée par :

$$\tau(x) = -\frac{F\beta}{c} \left[ \frac{\sinh(\beta x)}{\cosh(\beta L)} \right]$$

$$\text{Avec : } L = \frac{L_f}{2}, \quad \alpha = \left[ \frac{1}{A_f E_f} + \frac{1}{A_m E_m} \right], \quad \beta = \sqrt{ck\alpha} \quad \text{et} \quad F = \frac{P}{\alpha A_m E_m}$$

Où

- $L_f$ : longueur de la fibre,

- $A_f$  : aire d'une section droite de la fibre,
- $A_m$  : aire d'une section droite de la matrice,
- $r$  : rayon de la fibre,
- $P$  : force extérieure exercée sur la cellule de base,
- $c$  ; périmètre de la fibre,
- $k$  : rigidité de l'interface appelée aussi constante de cisaillement interfacial,

Nous constatons que la contrainte de cisaillement dans l'interface fibre – matrice est maximale en  $X=L$  (aux bords de la fibre). Dès que la contrainte  $\tau_{max}$  dépasse la résistance au cisaillement de l'interface, la fibre se décolle le long de l'interface.

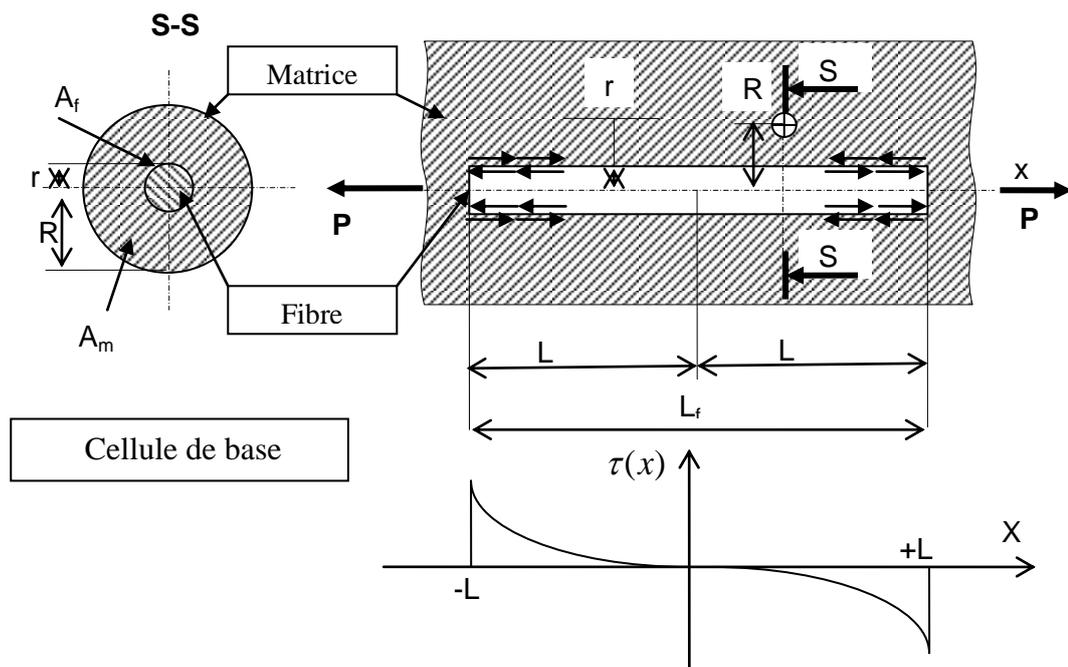


Figure 1-7- Distribution des contraintes de cisaillement dans l'interface fibre - matrice [COX. 52], [NGO. 97], [CHI. 04].

La distribution des contraintes d'adhérence le long d'une fibre est illustrée sur la figure 1-8 ci-dessous. Cette distribution est décrite par l'équation :

$$\begin{cases} \tau = \tau_u & \text{pour } 0 < X \leq l_1 \\ \tau = \tau(X) & \text{pour } l_1 < X \leq l_a \end{cases}$$

Avec  $\tau_u$  la contrainte d'adhérence, fibre-matrice, ultime et  $l_a$  la longueur d'adhérence de la fibre.

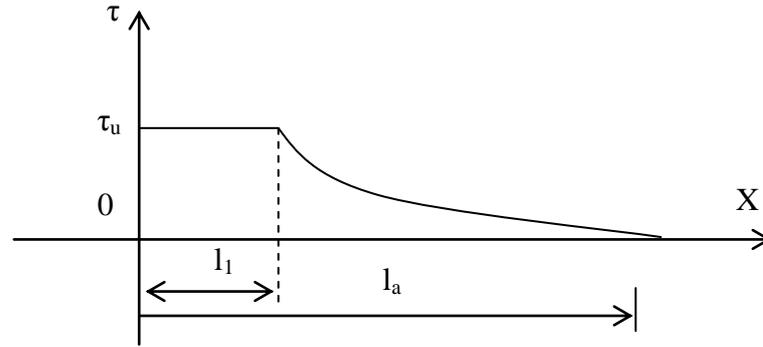


Figure 1-8- Distribution des contraintes d'adhérence le long d'une fibre.

Dans le cas d'un diagramme adhérence-glissement idéalisé (élastique avec un palier plastique), Bouafia et all [BOUA. 98] proposent l'expression suivante pour les contraintes tangentielles :

$$\tau(x) = \frac{4A_1}{\varnothing} \left( \sigma_{fmax} - \frac{2\tau_u l_1}{\varnothing} - \alpha^2 \right) \left[ \cosh(A_1(x - l_1)) \coth(A_1(l_a - l_1)) - \sinh(A_1(x - l_1)) + \alpha^2 \frac{\cosh(A_1(x - l_1))}{\cosh(A_1(l_a - l_1))} \right]$$

Avec :

-  $\sigma_{fmax}$  : contrainte normale maximale dans la fibre moyenne.

$$- A_1^2 = [4k/\varnothing] \left[ \frac{\omega\theta_0 B}{E_b B_1} + \frac{1}{E_f} \right] \quad - A_2^2 = [4k/\varnothing] \left[ \frac{\omega\theta_0 B}{E_b B_1} \right] \quad - \alpha^2 = \frac{A_1^2}{A_2^2}$$

-  $\varnothing$  : diamètre de la fibre,  $\omega$  : pourcentage en volume de fibres,  $\theta_0$  : facteur d'orientation des fibres,  $B$  : section de l'éprouvette,  $B_1$  : section nette de béton,  $E_b$  : module de Young de la matrice en béton,  $E_f$  : module de Young de la fibre.

### III. 2.b. Processus de dégradation de l'interface fibre-matrice

Le processus de dégradation de l'interface peut être décrit par les quatre étapes suivantes :

- Adhésion inter faciale élastique complète - Etape de prédécollement de la fibre,
- Initiation du décollement de la fibre,
- Décohésion partielle de l'interface,
- Décohésion totale de l'interface.

➤ Phase d'initiation du décollement de la fibre :

L'augmentation de la charge 'P' appliquée au matériau composite entraîne l'apparition du phénomène de décohésion ou de décollement de la fibre dès que les déplacements relatifs de la fibre et de la matrice ne sont plus compatibles. Cette décohésion commence aux extrémités des fibres où les contraintes de cisaillement transmises par la matrice aux fibres sont maximales. Dès qu'elles atteignent la valeur de la contrainte de cisaillement interfacial élastique limite  $\tau_e$ , apparaît le décollement de la fibre. La connaissance de cette dernière permet la détermination de la charge de début de décohésion 'P<sub>cr</sub>' appelée aussi charge critique en écrivant :  $\tau(x = \pm L) = \tau_e$

$$\tau(x = \pm L) = \tau_e = -\frac{F_{cr}\beta}{c} \left[ \frac{\sinh(\beta L)}{\cosh(\beta L)} \right] = -\frac{F_{cr}\beta}{c} \tanh(\beta L)$$

$$\text{avec } F_{cr} = \frac{P_{cr}}{\alpha E_m A_m} \Rightarrow P_{cr} = \frac{\tau_e \alpha E_m A_m c}{\beta \tanh(\beta L)}$$

La charge critique est donc :

$$P_{cr} = \frac{\tau_e \alpha E_m A_m c}{\beta \tanh(\beta L)} \quad \text{ou } F_{cr} = \frac{\tau_e c}{\beta \tanh(\beta L)}$$

➤ Phase de décohésion partielle de l'interface

La décohésion s'installe dès que la contrainte de cisaillement atteint et dépasse la contrainte de cisaillement interfacial élastique limite  $\tau_e$ . Les extrémités des fibres sont décollées et des contraintes de friction  $\tau_f$  apparaissent dans ces zones (Fig.1-9).

La distribution des contraintes de cisaillement est de la forme :

$$\tau(x) = \begin{cases} \text{pour } -L \leq x \leq -l \text{ et } l \leq x \leq L \text{ (partie décollée)} \\ \tau_f \\ \text{pour } -l \leq x \leq +l \text{ (partie non décollée)} \\ \frac{\beta}{c} \left[ \frac{c \tau_f (L-l) - F}{\cosh(\beta l)} \right] \sinh \beta x = \frac{\beta D}{c} \sinh \beta x \end{cases}$$

Où  $\tau_f$  est une contrainte de cisaillement frictionnel dans la partie décollée de la fibre, elle est constante dans ces zones. Notons cependant, qu'en tenant compte de la rugosité des surfaces de la matrice et de la fibre (au niveau de l'interface fibre – matrice) D. Rouby [ROU. 02] a montré que  $\tau_f$  n'est constant qu'au-delà d'une certaine valeur du déplacement 'U' correspondant à la période ' $\lambda$ ' de la rugosité.

La connaissance de la contrainte de cisaillement interfacial élastique limite  $\tau_e$  et de la contrainte de cisaillement frictionnel  $\tau_f$  permet de calculer la longueur de décollement (L-l).

On pose  $\tau(x = \pm l) = \tau_e$ , il vient :

$$\tau_e = \frac{\beta}{c} [c\tau_f(L-l) - F] \tan gh\beta l$$

$$\Rightarrow \beta (c\tau_f(L-l) - F) \tan gh\beta l - c\tau_e = 0$$

La résolution de cette équation donnera la longueur non décollée de la fibre 'l' donc la longueur de décollement (L-l).

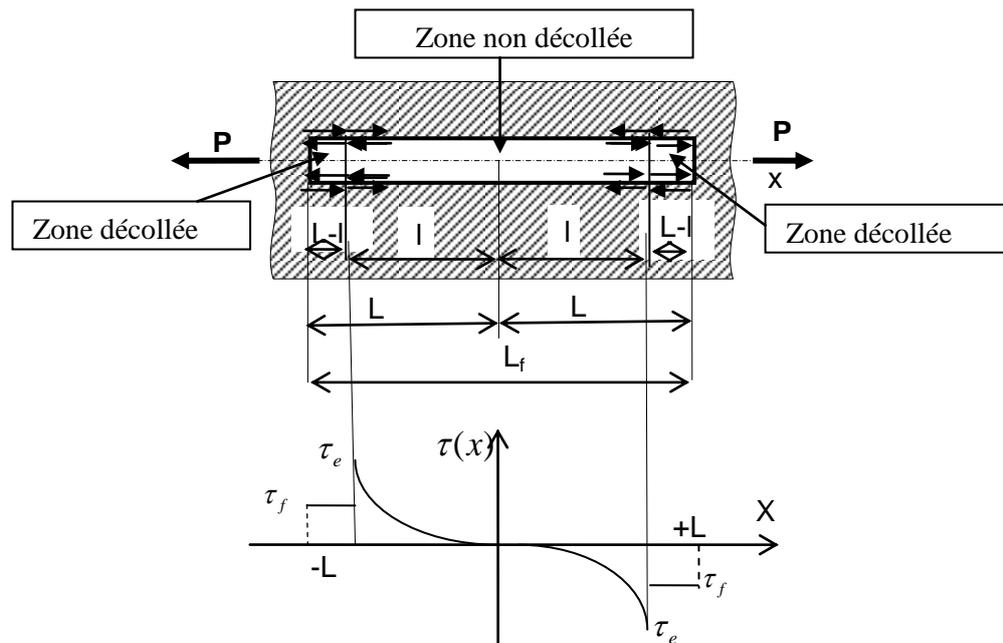


Figure 1-9- Distribution des contraintes de cisaillement dans l'interface fibre - matrice durant la phase de décohésion partielle de l'interface [BRI. 04], [PIG.04].

Sur la longueur décollée de la fibre, à l'adhérence élastique  $\tau_e$  se substitue une adhérence de friction  $\tau_f$ . Le décollement se poursuivra aussi longtemps que la contrainte de cisaillement résultant de la traction de la fibre excédera  $\tau_e$ . Par la suite, l'adhérence de friction conditionnera seule l'instantanéité et la stabilité du décollement. Pour que le décollement de la fibre soit progressif, il faut que la déformation élastique de la fibre sur la longueur décollée compense un glissement supplémentaire. Ainsi, la déformation élastique de la fibre ne permet d'assurer un décollement progressif que pendant la première période d'arrachement. Au-delà de la capacité maximale de déformation élastique de la fibre, toute la fibre est nécessairement décollée et seule la friction contrôle le comportement de la fibre droite.

➤ *Phase de décohésion totale de l'interface.*

Quand la décohésion devient totale, elle affecte toute la longueur de la fibre ( $l = L$ ). La contrainte tangentielle que transmet la matrice à la fibre est égale à la contrainte de cisaillement frictionnel  $\tau_f$  sur toute la longueur de l'interface (Fig.1-10).

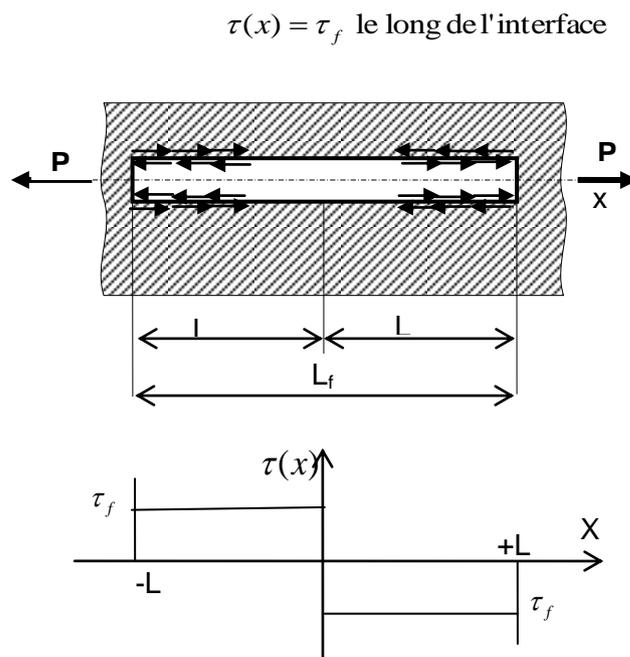


Figure 1-10- Distribution des contraintes de cisaillement dans l'interface fibre - matrice durant la phase de décohésion totale de l'interface [BRIG. 04].

Durant cette phase où la fibre est entièrement décollée, seule la friction évite une rupture catastrophique. En négligeant, après un déplacement raisonnable, la déformation élastique propre de la fibre et en considérant que chaque section de la fibre se déplace de ce même glissement comme un déplacement de corps rigide, on peut considérer que l'adhérence de friction le long de la fibre est constante.

### III.2.c. Adhérence-glissement

Pour représenter le comportement du cisaillement élastique et du cisaillement de friction, on utilise les lois contrainte d'adhérence-glissement. Ces lois se décomposent en deux parties, la première correspond au domaine élastique, elle est linéaire, et la seconde permet d'évaluer la contrainte de friction mobilisable suite à un déplacement cinématique relatif de la fibre. Dans le domaine élastique on considère que la contrainte de cisaillement élastique est proportionnelle au déplacement relatif de chaque section de la fibre par rapport à la matrice  $U(x)$ . Cette contrainte s'écrit :

$$\tau(x) = K U(x)$$

Où  $K$  est un coefficient de proportionnalité.

Pour l'étude du domaine de friction, plusieurs approches ont été adoptées. Diverses études basées sur l'hypothèse que l'adhérence de friction développée le long de la partie décollée de la fibre est constante ont été faites [LAW. 72 ; BEA. 78, BRA. 85 ; GOP. 86 ; LIM 86 ; LIM 87]. D'autres auteurs, dans le but d'obtenir une décroissance de la composante de friction au fur et à mesure que le glissement se produit, ont considéré que les phénomènes de frottement influencent l'adhérence de friction [GOP. 87b ; NAA. 89]. Une autre approche plus analytique a été aussi développée. Dans cette approche on considère que l'adhérence de friction peut être représentée par une fonction quadratique du glissement [WAN. 88].

Ces lois sont utilisées dans les modèles d'arrachement d'une fibre. Ces modèles dont le but est de prédire le comportement de la fibre en fonction de son glissement consistent à calculer la force d'arrachement  $P(u)$  et le travail d'arrachement  $W(u)$  de la fibre. Ainsi, le calcul de la force d'arrachement  $P(u)$  se ramène à l'équation suivante :

$$P(u) = \pi d \tau_f(u) (L - u)$$

et le travail d'arrachement de la fibre peut être calculé par :

$$W(u) = \int_0^L \pi d \tau_f(u) (L - u) du$$

Ces équations montrent bien l'importance de la loi de friction dans le modèle, puisque la force et le travail d'arrachement sont directement reliés à la contrainte de friction et à la longueur d'ancrage de la fibre.

### **III.2.d. Limites du modèle de comportement des fibres droites alignées**

Le modèle de comportement des fibres droites, alignées avec la direction de la charge, qui s'appuie essentiellement sur l'adhérence fibre – matrice apparaît comme simpliste car il ne tient compte ni de l'orientation des fibres ni de leur forme. Son application est limitée parce que dans un composite réel les fibres courtes sont de formes différentes et orientées aléatoirement. L'influence de l'orientation et de la forme des fibres sur le comportement à l'arrachement des fibres a fait l'objet de nombreux travaux.

Outre la forme des fibres et leur orientation par rapport à la direction de la charge, d'autres paramètres peuvent avoir une influence sur le comportement à l'arrachement des fibres. Il s'agit des paramètres servant à caractériser la matrice, à savoir, les dimensions et la quantité des granulats, la quantité d'eau et l'orientation des fibres lors de l'élaboration des échantillons. Selon GRAY [GRA 84], l'adhérence fibre matrice croît avec l'augmentation du rapport sable/ciment et la diminution du rapport eau/ciment et elle est meilleure quand on dispose les fibres verticalement lors du coulage du béton.

#### **III.2.d.1. Analyse du comportement d'une fibre droite non alignée**

Lorsque les fibres sont orientées aléatoirement, leur rupture nécessite un travail supplémentaire par rapport au cas où les fibres sont alignées. Pour certains auteurs, ce travail provient de la déformation plastique de cisaillement des fibres [HEL. 72] et pour d'autres il s'explique par la déformation plastique en flexion des fibres non alignées [HIN. 72]. Ce travail supplémentaire intervient dans la dernière

phase de l'arrachement de la fibre. Il est d'autant plus grand que l'angle d'inclinaison des fibres est important [NAA. 76, BRA. 85]. Le comportement des fibres non alignées est gouverné par les phénomènes d'adhérence, par les déformations plastiques de la fibre et par la compression locale de la matrice.

### III.2.d.2. Analyse du comportement des fibres non droites

Le comportement des fibres non droites s'interprète essentiellement en termes d'adhérence et de déformation plastique si la fibre est non alignée avec la direction du chargement. Pour augmenter l'énergie d'arrachement des fibres on utilise des fibres à élanement apparent réduit mais présentant de bonnes propriétés d'ancrage grâce à une géométrie évoluée. On distingue deux familles de fibres à géométrie évoluée; les fibres à section variable et les fibres à section constante obtenues par la déformation d'un fil. Le comportement caractéristique des fibres à section variable est décrit par la courbe force – déplacement (Fig. 1-11). Cette courbe se compose de trois parties correspondant à trois étapes de l'arrachement de la fibre. La première étape décrit le comportement élastique de la fibre, la deuxième la rupture de l'ancrage mécanique et la troisième le frottement de la fibre dans la matrice (BUR. 78, BEN. 85).

Dans le cas des fibres à section élargie aux extrémités, la deuxième étape, correspondant à la rupture de l'ancrage mécanique est prolongée au détriment de l'étape du frottement de la fibre dans la matrice [STR. 78].

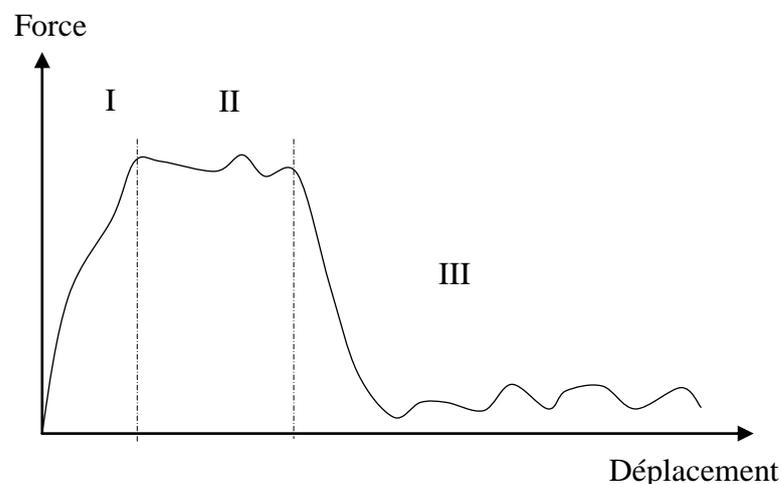


Figure 1-11 - Exemple de courbe charge-déplacement pour une fibre à section variable [BUR. 78].

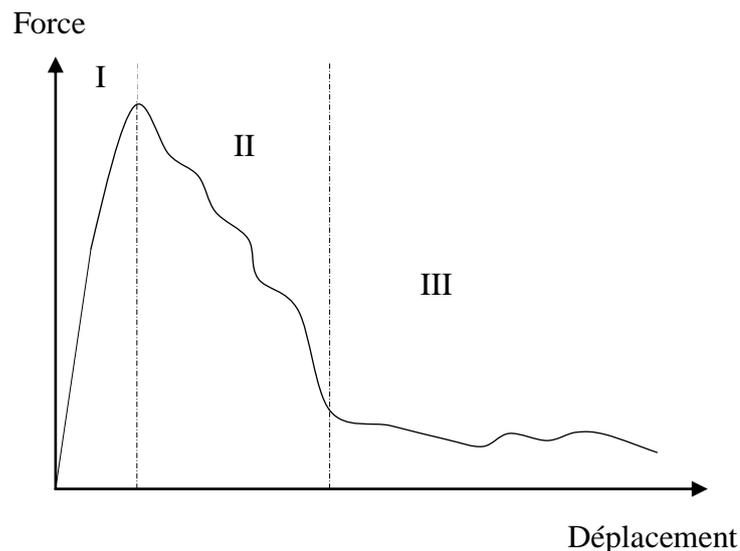


Figure 1-12- Exemple de courbe charge-déplacement pour une fibre à section constante avec des crochets aux extrémités [STR. 79, NAA. 89].

Ces courbes charge-déplacement (Fig.1-12) se composent aussi de trois parties décrivant les trois étapes de l'arrachement de la fibre. La première étape correspond au comportement élastique avant décollement total de la partie droite de la fibre. Après le décollement, les crochets aux extrémités sont mobilisés et s'opposent au glissement. La deuxième étape correspond au redressement des crochets et la troisième étape au glissement du crochet dans l'empreinte de la fibre [BUR. 78; STRO. 79, MAA. 77, NAA. 89]. Pour les fibres ondulées, cas particulier des fibres à section constante, lorsque la fibre est arrachée de la matrice elle est redressée. Ces fibres dissipent l'énergie de plastification durant toute la durée de l'arrachement contrairement aux fibres avec crochets qui n'en dissipent que pendant le redressement des crochets. La troisième phase des courbes charge-déplacement de ces fibres (Fig. 1-13) disparaît pratiquement au profit de la deuxième [HUG. 75 ; ADJ. 00 ; BOUZ. 03].

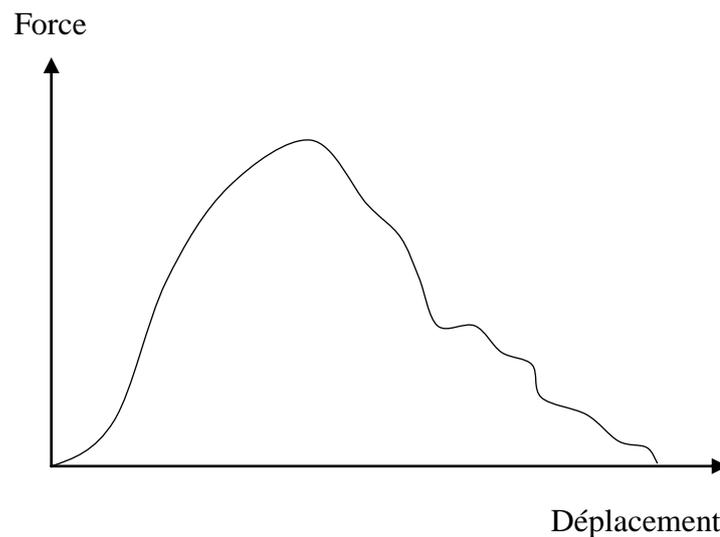


Figure 1-13 - Exemple de courbe charge-déplacement pour une fibre ondulée à section constante [HUG. 75].

#### IV. Conclusion

Il ressort de cette étude que le comportement mécanique des matériaux composites est complexe. Une étude complète du comportement d'un composite doit tenir compte de :

- L'interface fibre matrice : l'interface joue un rôle très important dans le comportement mécanique d'un composite, en ce sens que c'est elle qui transmet la charge de la matrice aux renforts. Il est donc nécessaire de bien connaître et de bien modéliser les phénomènes s'y déroulant. Elle doit être considérée comme une phase à part entière ayant ses propres caractéristiques mécaniques, d'où la nécessité d'élaborer des modèles de comportement triphasiques.
- L'orientation des fibres dans le composite : l'orientation finale des fibres dépend de la rhéologie du béton liquide [LAU. 07]. Pratiquement l'orientation des fibres doit être considérée comme aléatoire.
- La forme des fibres : une fibre droite alignée avec la direction du chargement mobilise essentiellement des contraintes d'adhérence, d'abord élastiques avant le décollement puis de friction pendant le glissement. Quand cette fibre n'est pas alignée avec la direction du chargement, des déformations plastiques apparaissent

lors de l'arrachement, ce qui se traduit par une énergie de rupture accrue. Partant de ces observations, des fibres présentant dans tous les cas d'orientation un ancrage mécanique performant sont apparues ; ce sont les fibres à géométrie évoluée. Comme dans le cas des fibres droites, l'orientation des fibres évoluées constitue un paramètre important. Des études menées sur des fibres ondulées et sur des copeaux d'usinage ont montré l'intérêt que présentent ces fibres [BOUA. 97a et 97b, BOUA. 99, BOUA. 00a et 00b, ADJ. 00, BOUA. 06a et 06b, BOUH. 06, BOUZ.09, BOUZ. 10, BOUA.10, BOUA. 11, DJE. 10, DJE. 11a et 11b, BOUA. 12]. L'interaction, de nature mécanique, des fibres ondulées avec la matrice en béton est très complexe. La dissipation de l'énergie par déformation plastique joue un rôle aussi important que les phénomènes d'adhérence. Un choix judicieux d'une géométrie permet d'obtenir des fibres de taille réduite mais de performances élevées.

- La composition de la matrice : parmi les paramètres de la matrice qui ont une influence sur le comportement des fibres lors de leur arrachement, nous avons la fraction des gros granulats, le rapport sable / ciment [HUG. 75, GRA. 84] et le rapport eau / ciment [STR. 79, GRA. 84, ZIM. 85, MAS. 86].

## **1.4-QUELQUES MODELES DE COMPORTEMENT DU BETON DE FIBRES**

### **I. Introduction**

La modélisation du comportement des structures en béton armé traditionnel est bien connue et les méthodes de calcul sont abondantes dans la littérature. Par contre, celle se rapportant aux structures en béton de fibres reste encore dans le domaine de la recherche. Pour modéliser le comportement de ces structures, il existe actuellement deux méthodes d'approches. La première, est une approche par éléments finis qui nécessite généralement des moyens de calcul très puissants. La seconde, est une approche par la théorie des poutres, en adoptant un comportement élastique non linéaire pour le béton de fibres. Cette dernière est relativement simple à mettre en œuvre, bien que la précision du calcul soit probablement moins satisfaisante dans certains cas.

### **II. Modélisation du comportement du béton de fibres en compression**

Le comportement du béton sans fibres en compression est caractérisé par une phase élastique suivie d'une phase de microfissuration conduisant rapidement à la rupture fragile du matériau. L'ajout de fibres modifie légèrement ce comportement. Dans la partie ascendante, le comportement du béton de fibres en compression est similaire à celui du béton sans fibres, par contre dans la partie descendante la pente est moins raide que dans le cas du béton seul. Il existe peu de modèles décrivant le comportement dans ce domaine pour les bétons de fibres. Nous citerons les modèles qui sont couramment utilisés pour exprimer la loi de comportement de ce type de matériau.

#### **II.1 Modèle de SARGIN**

Le modèle de SARGIN est essentiellement utilisé dans le calcul des structures en béton armé et précontraint. Il présente l'avantage de la facilité de détermination de ses paramètres par des essais en laboratoire. En faisant varier le paramètre  $R_c$ , il est possible d'étendre ce modèle au béton de fibres. La variation de  $R_c$  permet de rendre compte de l'apport des fibres en ductilité. En effet, l'augmentation de  $R_c$  permet

d'adoucir la pente descendante de la courbe contrainte - déformation, ce qui correspond à une certaine ductilité du matériau.

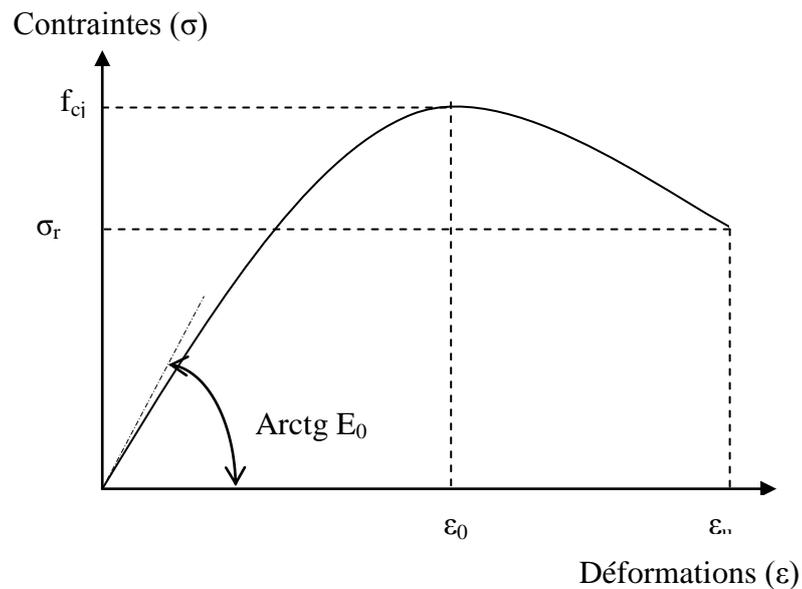


Figure 1-14 : Diagramme contrainte - déformation du béton en compression simple, SARGIN [SAR. 68].

Ce modèle est décrit par l'expression suivante :

$$\sigma = f_{cj} \frac{R_b \cdot \varepsilon_r + (R_c - 1) \varepsilon_r^2}{1 + (R_b - 2) \varepsilon_r + R_c \cdot \varepsilon_r^2}$$

avec:

- $\varepsilon_r = \varepsilon / \varepsilon_0$ ,
- $R_b = E_0 \varepsilon_0 / f_{cj}$ ,
- $f_{cj}$ : résistance à la compression du composite à j jour d'âge,
- $E_0$ : module élastique à l'origine du composite,
- $\varepsilon_0$ : déformation correspondant au pic des contraintes,
- $R_c = R_b - 1$ : bétons normaux,  $R_c = 0$ : bétons légers,
- $\varepsilon_u$ : déformation de rupture,
- $\sigma_r$ : contrainte de rupture.

## II.2 Modèle de FANELLA et NAAMAN [FAN. 85]

Ce modèle présente l'avantage de mieux représenter le comportement du composite dans la branche descendante par rapport à celui de SARGIN. Néanmoins, il présente de grandes difficultés pour le calcul des coefficients a, b, c et d, dans la mesure où cela nécessite la connaissance des diagrammes ( $\sigma$ - $\varepsilon$ ) complets. L'établissement des diagrammes ( $\sigma$ - $\varepsilon$ ) exige un grand soin lors de la réalisation des essais. Aussi, son utilisation manque de souplesse et peut conduire à des difficultés concernant la recherche du point d'inflexion. Ce modèle est décrit par l'expression suivante :

$$\sigma = (a\varepsilon + b\varepsilon^2) / (1 + c\varepsilon + d\varepsilon^2)$$

où a, b, c et d sont des coefficients déterminés à partir des conditions aux limites.

## II.3 Modèle d'ABSI et NAAMAN

Ce modèle décrit la branche descendante (branche II) relative à l'apparition de micro-fissures. Son expression est de la forme:

$$\sigma = ae^{-b(\varepsilon - \varepsilon_0)^m} + c$$

a, b, c, m : coefficients positifs ( $m > 1$ ) déterminés par les conditions aux limites.

$\varepsilon_0$ : déformation correspondant à la contrainte maximale  $\sigma_0$ .

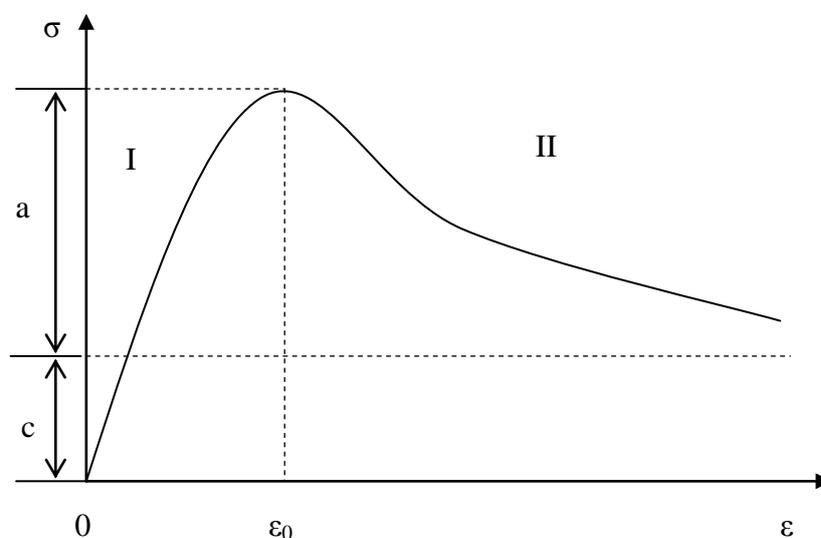


Figure 1-15: Diagramme contrainte - déformation en compression, ABSI et NAAMAN [ABS. 86].

Nous pouvons noter que ce modèle présente les mêmes avantages et inconvénients que celui de FANELLA et NAAMAN [FAN. 85].

### III. Modélisation du comportement du béton de fibres en traction

La présence des fibres modifie le comportement du béton en traction. Cette modification intervient surtout dans la phase post-fissuration où les fibres se mobilisent pour reprendre les contraintes libérées par les fissures. La rupture qui en résulte est donc ductile. Pour caractériser cette modification, peu de modèles sont actuellement proposés. Nous citerons dans cette étude cinq modèles proposés pour le calcul des sections en béton de fibres soumises à des chargements uniaxiaux.

#### III.1 Modèle de MAZARS

Ce modèle a été développé pour décrire le comportement du béton armé de fibres à partir de la théorie de l'endommagement MAZARS [MAZ. 88]. Cette théorie a été construite initialement pour modéliser le comportement vis à vis du fluage des métaux. MAZARS décrit le comportement non linéaire du béton de fibres en introduisant dans la relation contrainte – déformation élastique un facteur d'endommagement  $D$ . La loi de comportement s'écrit sous la forme :

$$\begin{aligned}\sigma &= E_0 \cdot \varepsilon && \text{pour } \varepsilon < \varepsilon_0 \\ \sigma &= E_0 (1 - D) \varepsilon && \text{pour } \varepsilon > \varepsilon_0\end{aligned}$$

avec :

$$D = 1 - \frac{A_t}{e^{B_t(\varepsilon - \varepsilon_0)}} - \frac{\varepsilon_0 (1 - A_t)}{\varepsilon}$$

Où :

- $D$ : facteur d'endommagement compris entre 0 et 1.
- $E_0$ : module élastique du béton à l'origine.
- $\varepsilon_0$ : déformation correspondant à la contrainte maximale de traction,
- $A_t, B_t$ : coefficients positifs.

Selon les recommandations de l'auteur, il faut déterminer les paramètres  $A_t$ ,  $B_t$  et  $\varepsilon_0$  par des essais de flexion. D'après des essais en flexion réalisés sur des

éléments en béton de fibres à crochets, VINCENT [VIN. 90] a obtenu les valeurs suivantes:

$$5.5 \cdot 10^{-5} < \varepsilon_0 < 8.9 \cdot 10^{-5}, \text{ en moyenne } \varepsilon_0 = 7.4 \cdot 10^{-5}$$

$$0.196 < A_t < 0.676, \text{ en moyenne } A_t = 0.434$$

$$5000 < B_t < 10135, \text{ en moyenne } B_t = 7205$$

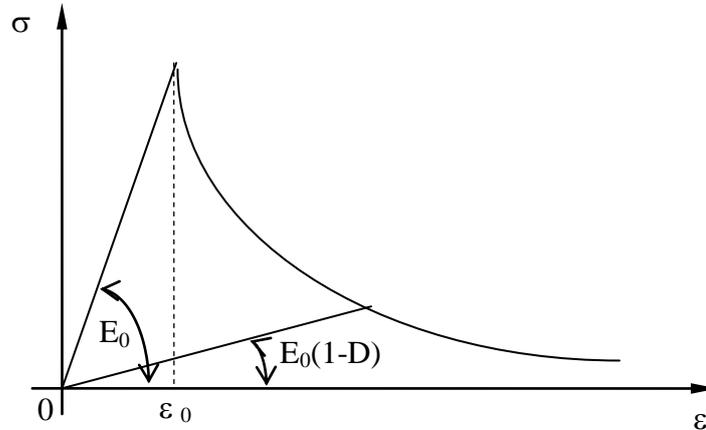


Figure 1-16: Comportement du béton de fibres en traction, MAZARS [MAZ. 88].

L'inconvénient majeur de ce modèle réside dans la difficulté de déterminer les paramètres  $A_t$ ,  $B_t$  et  $\varepsilon_0$  par des essais de flexion.

### III.2 Modèle de LIM

Ce modèle est construit pour décrire le comportement d'un élément en béton armé de fibres. Il exprime la charge  $P$  en fonction de l'allongement  $\Delta L$  de l'élément.

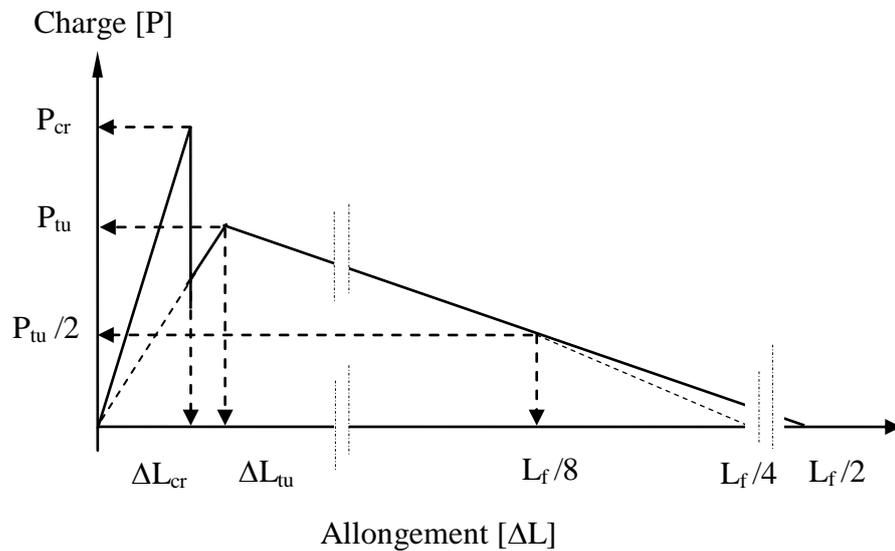


Figure 1-17: Comportement du béton de fibres en traction [LIM 87].

Les paramètres de ce modèle peuvent être déterminés à partir des propriétés du béton et des fibres. En revanche, leur détermination reste relativement complexe. Ainsi, l'auteur propose un diagramme contraintes - déformations simplifié.

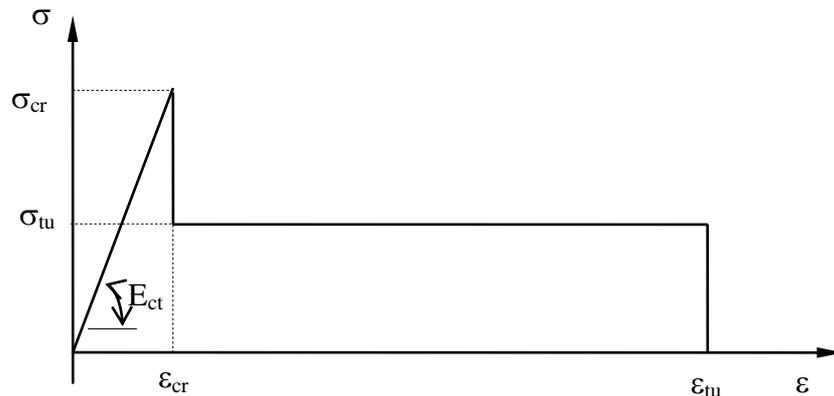


Figure 1-18: Diagramme contraintes-déformations simplifié du béton de fibres [LIM 87].

$E_{ct}$ : module élastique du composite,

$$E_{ct} = E_b V_b + 0.14 \Gamma_1 E_f V_f$$

$\sigma_{tu}$ : résistance résiduelle,

$$\sigma_{tu} = \Gamma_1 \Gamma_0 V_f L_f \tau_u / (2.r)$$

$f_{ct}$ : résistance à la traction du composite,

$$f_{ct} = E_{ct} \varepsilon_{cr}$$

$\varepsilon_{tu}$ : déformation ultime,

$$\varepsilon_{tu} = L_f / 16 L$$

$V_b$  : pourcentage en volume du béton,

$V_f$ : pourcentage en volume des fibres,

$E_f$ : module élastique des fibres,

$\Gamma_1$ : rapport entre la contrainte moyenne développée dans une fibre et la contrainte maximale,

$L_f$ : longueur des fibres,

$\Gamma_0$ : facteur d'orientation ( $\Gamma_0 = 0.405$ , pour une orientation aléatoire supposée des fibres),

$\varepsilon_{cr}$ : déformation à la rupture du composite,

$$\varepsilon_{cr} = \varepsilon_{bt} + \Gamma_1 \Gamma_0 V_f (\varepsilon_{ft} - \varepsilon_{bt})$$

$\varepsilon_{ft}$ : déformation au seuil élastique des fibres,

$\varepsilon_{bt}$ : déformation à la rupture du béton en traction,

$\tau_u$ : résistance d'adhérence fibres-matrice de béton,

$r$ : rapport entre la surface de la fibre et son périmètre,

$L$ : longueur de référence. Dans le cas de la flexion c'est l'espacement moyen entre deux fissures voisines.

Ce modèle présente l'avantage de prédire le comportement du composite à partir des propriétés du béton et des fibres. Cependant, Il ne peut décrire le comportement du composite dans le cas des forts dosages en fibres.

### III.3 Modèle de BOUAFIA

Pour décrire le comportement des bétons de fibres en traction, Y. BOUAFIA a proposé un modèle basé sur les hypothèses suivantes :

- les fibres sont dispersées dans le béton de façon aléatoire ou plutôt uniforme,
- avant fissuration :
  - le comportement est élastique linéaire, les fibres retardent la microfissuration ;
  - l'adhérence entre les fibres et le béton est parfaite,
- après fissuration :
  - le comportement est élastique non linéaire ;
  - la rupture survient par arrachement des fibres ;
  - la contrainte de cisaillement à la surface des fibres atteint la résistance maximale  $\tau_u$  tout au long de la fibre.

Ce modèle se présente sous la forme :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma = E_0 \varepsilon \\ \sigma = f_t \frac{(\varepsilon - \varepsilon_u)^2}{2(\varepsilon_u - \varepsilon_{ct})^2} \\ \sigma = f_t - A_t \frac{(\varepsilon - \varepsilon_{ct})^2}{2(\varepsilon_{tu} - \varepsilon_{ct})} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \varepsilon < \varepsilon_{ct} \\ \varepsilon_{ct} > \varepsilon \text{ et } V_f < V_{fc} \text{ , courbe 1} \\ \varepsilon_{ct} > \varepsilon \text{ et } V_f > V_{fc} \text{ , courbe 2} \end{array}$$

Avec :

- $E_0$ : module élastique du composite,
- $\varepsilon_{tu}$ : déformation correspondant à la contrainte maximale,
- $\varepsilon_{ct}$ : déformation à la fissuration du béton,
- $\varepsilon_u$ : déformation ultime ( $\varepsilon_u = 0.5$ ),
- $f_t$ : résistance de traction à la fissuration du composite,
- $f_{tu}$ : résistance maximale,
- $V_f$ : pourcentage en volume des fibres,
- $V_{fc}$ : pourcentage volumique critique des fibres séparant les diagrammes contrainte-déformation en deux familles,
- $A_t$ : paramètre du modèle:  $A_t = 2 \frac{(f_{tu} - f_t)}{(\varepsilon_{tu} - \varepsilon_{ct})}$

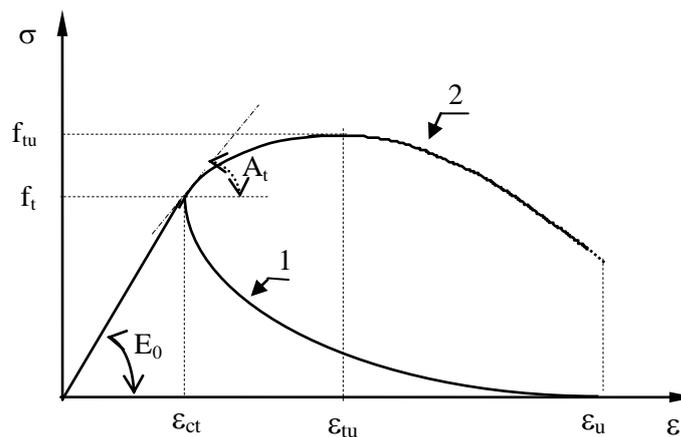


Figure 1-19: Comportement du béton de fibres en traction [BOUA. 87].

L'auteur classe le comportement du béton de fibres en deux familles. Dans la première famille, l'effort repris par les fibres après fissuration du béton est inférieur à l'effort maximum repris par le béton seul. Ainsi, après fissuration du béton l'effort décroît (courbe 1).

Pour la seconde famille, au contraire, l'effort repris par les fibres après fissuration est supérieur à l'effort maximum repris par le béton seul. Après fissuration du béton, l'effort croît (courbe 2) jusqu'à un maximum correspondant à la mobilisation maximale de l'adhérence des fibres dans le béton.

Cette classification dépend essentiellement de la teneur en fibres. Un pourcentage volumique critique des fibres qui sépare les diagrammes contrainte-déformation en deux familles est défini, ce pourcentage est donné par :

$$V_{fc} = \frac{f_{tb}}{\Gamma_0(l_f \tau_u / \phi - n f_{tb})}$$

Avec :

- $f_{tb}$ : résistance à la traction du béton,
- $\Gamma_0$ : facteur d'orientation,
- $l_f$ : longueur des fibres,
- $\phi_f$ : diamètre des fibres,
- $\tau_u$ : adhérence ultime fibre-matrice béton,
- $n$ : coefficient d'équivalence acier-béton ( $n = E_a / E_b$ ).

Le facteur d'orientation des fibres est défini par l'auteur en admettant une orientation bidimensionnelle. Pour une orientation tridimensionnelle, ce facteur prend la valeur 0.405 [SOR. 90].

$$\Gamma_0 = (\cos\alpha)_{\text{moyen}} = \frac{2}{\pi} \int_0^{\frac{\pi}{2}} \cos\alpha d\alpha = 0.637$$

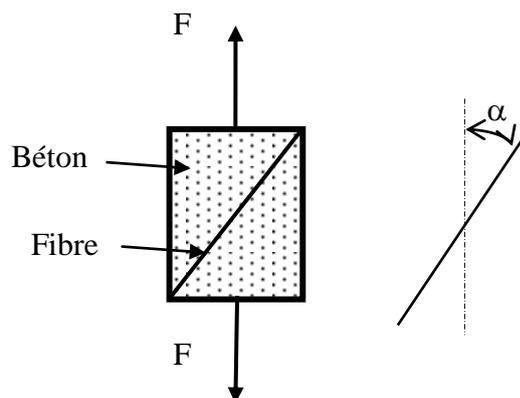


Figure 1-20 : Orientation bidimensionnelle des fibres [BOUA. 87].

On peut noter que ce modèle présente l'avantage de prédire le comportement du composite à partir, seulement, des propriétés des fibres et du béton. Cependant, cette modélisation présente un grand inconvénient en ce sens qu'elle impose des hypothèses de calcul idéalistes (indépendance entre les propriétés d'adhérence et la teneur en fibres, non rupture des fibres après la fissuration du béton) alors que de manière générale, le facteur d'orientation et les propriétés d'adhérence peuvent être très variables suivant les conditions de réalisation du béton.

### III.4 Modèle de ZHAN

ZHAN [ZHA. 91] propose deux modèles de comportement post - fissuration en traction.

- **Modèle 1** : modèle élastoplastique réduit

$$\begin{cases} \sigma = f_{tu} & \text{pour } \varepsilon_t < \varepsilon < \varepsilon_{tu} \\ \sigma = 0 & \text{pour } \varepsilon > \varepsilon_{tu} \end{cases}$$

Où :

- $f_{tu}$  : résistance résiduelle de traction
- $\varepsilon_{tu}$  : déformation ultime ( $\varepsilon_{tu} = 10^{-2}$ )

- **Modèle 2** : modèle élastoplastique radouci

$$\begin{cases} \sigma = \frac{\alpha \varepsilon_r + 100}{\alpha \varepsilon_r^3 + 100} f_t + \frac{(\varepsilon_r - 1)^\beta}{(\varepsilon_r - 1)^\beta + 10^4} f_{tu} & \text{pour } \varepsilon_t < \varepsilon < \varepsilon_{tu} \\ \sigma = 0 & \text{pour } \varepsilon > \varepsilon_t \end{cases}$$

avec :

- $\varepsilon_r = \varepsilon / \varepsilon_t$
- $\alpha$  et  $\beta$ : coefficients constants du modèle

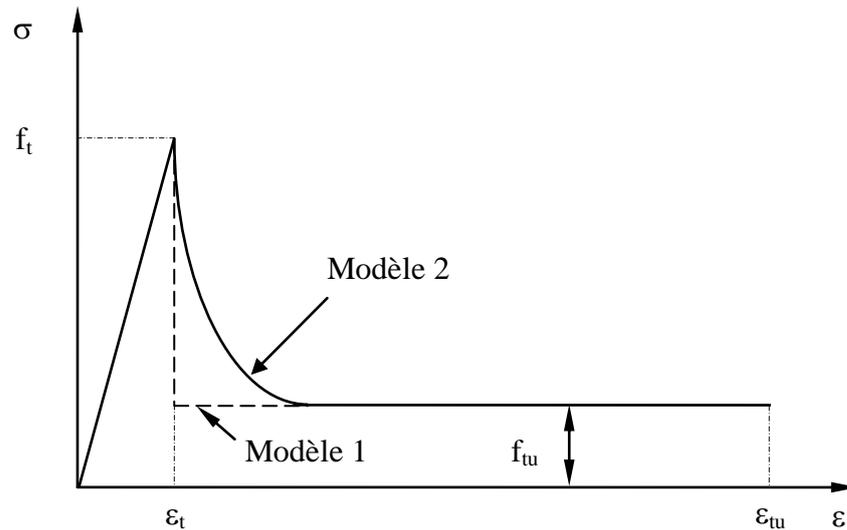


Figure 1-21: Relation contrainte-déformation, ZHAN [ZHA. 91].

Les paramètres du modèle sont déterminés par des essais de traction ou par calcul. La résistance à la rupture par traction peut être calculée par la relation expérimentale suivante :

$$f_t = 0.6f_{ft}$$

avec  $f_{ft}$  : résistance de traction par flexion.

La résistance résiduelle peut être, quant à elle, calculée à l'aide de la formule proposée par LIM.

$$F_{tu} = \Gamma_0 V_f (l_f / \phi_f) \tau_u$$

Avec :

- $\Gamma_0$  : facteur d'orientation des fibres,
- $V_f$  : pourcentage en volume des fibres,
- $l_f$  : longueur des fibres,
- $\phi_f$  : diamètre des fibres,
- $\tau_u$  : adhérence ultime fibre - matrice.

Ces deux modèles ont été confrontés aux résultats expérimentaux sur des pieux en vraie grandeur pour des dosages en fibres relativement faibles. Les résultats obtenus dans ce cas sont satisfaisants. Néanmoins, la difficulté que présente ce modèle réside dans l'ajustement des coefficients  $\alpha$  et  $\beta$  qui ne sont pas fixés. De plus,

il ne tient pas compte de la perte d'adhérence due au glissement des fibres pour les grandes déformations. Ce qui peut conduire à une nette différence avec le comportement réel dans le cas de dosages importants en fibres.

### III.5 Modèle de BOUAFIA, KACHI et FOURE

Une loi effort – ouverture de fissure tenant compte de la géométrie et de la résistance des fibres, de la répartition et de l'orientation des fibres, de l'adhérence des fibres à la matrice et de la teneur en fibres a été proposée par les auteurs en 1998 [BOUA. 98]. Ce modèle s'écrit :

$$\begin{cases} F = BE_{ct} \varepsilon & \text{si } w = 0 \\ F = B\sigma_{uc} - B[\sigma_{uc} - (f_{ft} - f_{bt})] \frac{(w - w_u)^6}{w_u^6} & \text{si } 0 \leq w \leq w_u \\ F = B\sigma_{uc} \left[ 1 - \frac{(w - w_u)^6}{(w_r - w_u)^6} \right] & \text{si } w_u \leq w \leq w_r \end{cases}$$

Où :

- B : aire de la section de l'éprouvette,
- $E_{ct}$  : module initiale du composite en traction,
- $\sigma_{uc}$  : contrainte maximale fictive du composite à l'état ultime,
- $\varepsilon$  : déformation,
- $f_{bt}$  : résistance du béton à la traction,
- $f_{ft}$  : résistance du composite à la traction,
- w : ouverture des fissures,
- $w_u$  : ouverture ultime des fissures,
- $w_r$  : ouverture des fissures à la rupture totale du composite.

La représentation graphique de cette loi est illustrée sur la figure ci-dessous (Fig.1-22).

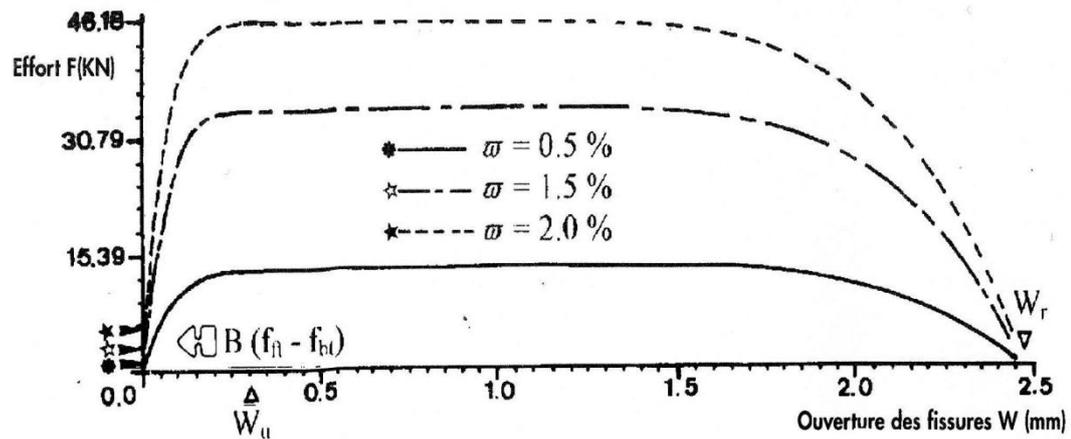


Figure 1-22 : Courbe effort –ouverture de fissure [BOUA. 98].

Avant fissuration, le comportement est linéaire. La contrainte moyenne dans le composite et le module élastique du composite s'écrivent :

$$\sigma = f_{bt} (1 + n \bar{w}_{eff})$$

$$E_{ct} = E_{b0} (1 + n \theta_0 \bar{w})$$

Avec :

- $E_{b0}$ : module initial du béton en compression,
- $n$  : coefficient d'équivalence acier-béton,
- $\theta_0$  : facteur d'orientation des fibres,
- $\bar{w}$  : pourcentage en volume des fibres,
- $\bar{w}_{eff}$  : pourcentage effectif des fibres.

Après fissuration, le comportement est élastique non linéaire. La rupture intervient soit par arrachement soit par rupture des fibres.

- Quand il y'a arrachement des fibres, la contrainte fictive maximale à l'état ultime du composite et l'ouverture des fissures s'écrivent :

$$\sigma_{uc} = \bar{w} \theta_0 \frac{l_f}{\phi} \tau_u$$

$$w_r = 1.2 l_f (\varepsilon_{rf} - \varepsilon_{ft})$$

- Quand il y'a rupture des fibres, la contrainte à la rupture dans la fibre et l'ouverture des fissures s'écrivent :

$$\sigma_r = \frac{l_f \tau_u}{\phi}$$

$$w_r = l_f (\varepsilon_{rf} - \varepsilon_{ft})$$

Avec :

$\varepsilon_{rf}$  : déformation de rupture d'une fibre,

$\varepsilon_{ft}$  : déformation de fissuration du béton,

$\phi$  : diamètre d'une fibre,

$\tau_u$  : contrainte d'adhérence fibre-matrice béton.

Lors de la confrontation des résultats obtenus par calculs à ceux issus des essais, une divergence entre ces résultats est apparue. En effet, au début de la fissuration, les auteurs ont constaté que la chute de l'effort dans le composite après l'apparition des fissures est moins brutale que celle décrite par le modèle. Cela est lié à la non prise en compte de la contribution du béton tendu dans la reprise des efforts après fissuration. En tenant compte de l'évolution de la contrainte, après fissuration, dans le béton tendu, il a été proposé [BOUA. 02] la relation suivante :

$$\begin{cases} F = B E_{ct} \varepsilon & \text{si } w = 0 \\ F = B \sigma_{uc} - B [(\sigma_{uc} - f_{ft})] \frac{(w - w_u)^6}{w_u^6} & \text{si } 0 \leq w \leq w_u \\ F = B \sigma_{uc} \left[ 1 - \frac{(w - w_u)^6}{(w_r - w_u)^6} \right] & \text{si } w_u \leq w \leq w_r \end{cases}$$

dont la représentation graphique est donnée ci-dessous (Fig.1-23).

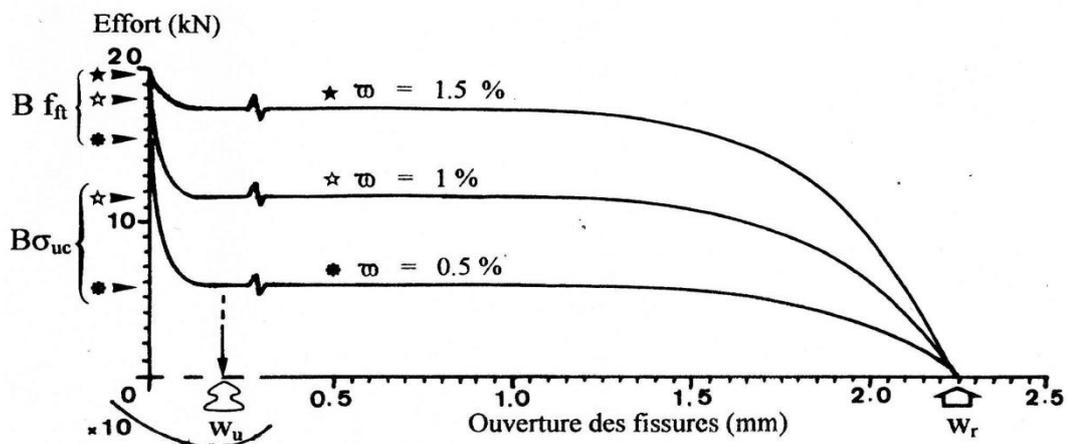


Figure 1-23 : Relation effort –ouverture de fissure [BOUA.02].

Pour exprimer cette relation force-ouverture de fissure par une relation contrainte-déformation ils ont utilisé la notion de référence  $l_r$ . Cette longueur délimite la zone, autour de la fissure, perturbée par la localisation de la déformation résultant de l'ouverture de la fissure principale. Elle est liée à la hauteur de la section  $h$  de la poutre par la relation :

$$l_r = \beta h \quad \text{avec } \beta : \text{constante du modèle.}$$

La déformation ultime correspondant à la mobilisation de la totalité de l'adhérence est donnée par :

$$\varepsilon_u = \varepsilon_{ft} + \frac{w_u}{l_r} = \varepsilon_{ft} + \frac{\tau_u l_f^2}{3E_f \phi \beta h}$$

et la déformation à la rupture du composite correspondant à l'arrachement des fibres s'écrit :

$$\varepsilon_{rt} = \varepsilon_{ft} + \frac{w_r}{l_r} = \varepsilon_{ft} + \frac{\tau_u l_f^2}{3E_f \phi \beta h} + \frac{l_f}{4\beta h}$$

Pour limiter le risque de corrosion des fibres, cette déformation est limitée à la déformation de rupture des fibres :

$$\varepsilon_{rt} = \varepsilon_{ft}$$

et l'ouverture des fissures, à la rupture totale du composite, s'écrit :

$$w_r = l_r (\varepsilon_{rf} - \varepsilon_{ft})$$

La relation force - ouverture de fissure transformée en une relation contrainte-déformation s'écrit :

$$\begin{cases} \sigma = E_{ct} \varepsilon & \text{si } 0 \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{ft} \\ \sigma = \sigma_{uc} - [(\sigma_{uc} - f_{ft})] \frac{(\varepsilon - \varepsilon_u)^6}{(\varepsilon_{ft} - \varepsilon_u)} & \text{si } \varepsilon_{ft} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_u \\ \sigma = \sigma_{uc} \left[ 1 - \frac{(\varepsilon - \varepsilon_u)^6}{(\varepsilon_{rt} - \varepsilon_u)^6} \right] & \text{si } \varepsilon_u \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{rt} \end{cases}$$

et sa représentation graphique est donnée sur la figure ci-dessous :

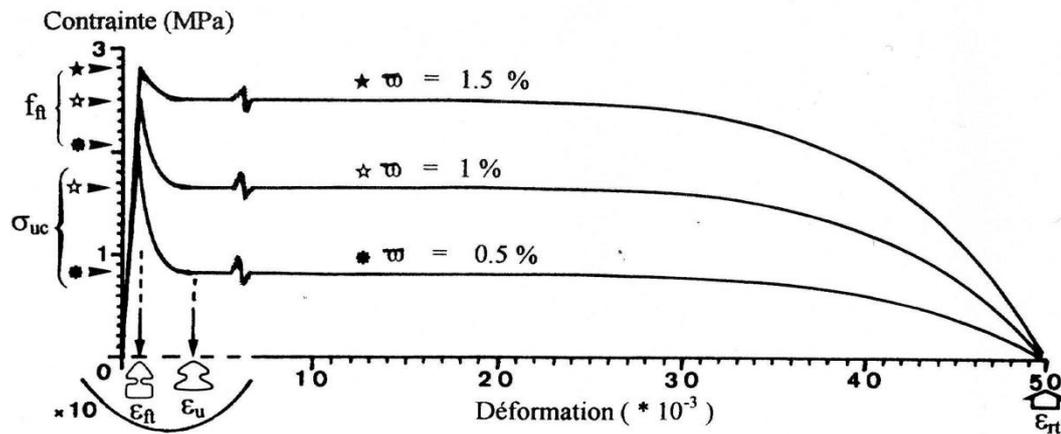


Figure 1-24 : Loi de comportement en traction du béton armé de fibres d'acier  
[BOUA.02].

#### IV. Conclusion

La modélisation du comportement du béton de fibres est généralement établie à partir de résultats expérimentaux. Hormis les modèles de ZHAN [ZHA. 91] et BOUAFIA, FOURE et KACHI [BOUA.98, BOUA.02] aucun modèle, parmi ceux cités, n'a été validé par des essais en vraie grandeur. Tous ces modèles, établis pour des fibres droites, sont basés sur l'hypothèse que la rupture du composite n'intervient que par arrachement des fibres. Le cas de la rupture du composite suite à la rupture des fibres ne présente pas d'intérêt pour le béton de fibres. Le modèle de BOUAFIA [BOUA.98, BOUA.02] contrairement aux autres modèles qui ne s'intéressent qu'aux bétons à faibles teneurs en fibres, distingue entre les bétons à faibles et forts pourcentages en fibres.

## 2. ETUDE EXPERIMENTALE

### ET DISCUSSION DES RESULTATS

#### Introduction

L'objectif de l'étude expérimentale est de nous renseigner, après la comparaison des performances du béton renforcé avec des copeaux avec celles du béton renforcé avec des fibres conventionnelles, sur l'éventuelle possibilité de recycler les copeaux en tant que renfort pour le béton. Pour cela, il convient de répondre préalablement aux questions suivantes :

- Quelle est la longueur des copeaux assurant un bon compromis entre la maniabilité et la résistance à l'arrachement ?
- Comment évolue l'ouvrabilité en fonction de la teneur en copeaux ?
- En tant que renfort, quelle amélioration apporte le copeau aux caractéristiques mécaniques du béton ?

Du traitement de ces questions résultera la géométrie des copeaux, la composition optimale, le comportement mécanique et les caractéristiques mécaniques du béton armé de fibres. Pour ce faire, nous articulons cette étude autour des points suivants :

- *Formulation du béton de fibres*
  - composition du béton de fibres
  - caractérisation des fibres à l'arrachement
  - optimisation du béton de fibres
- *Caractérisation du comportement mécanique du béton de fibres*
  - Caractérisation par l'essai de traction directe
  - Caractérisation par l'essai de compression simple
  - Caractérisation par l'essai de flexion quatre points
  - Caractérisation par l'essai de fendage
- *Conception et réalisation d'un dispositif de fixation des éprouvettes sur la machine de traction.*

La formulation du béton de fibres consiste en la détermination de la composition optimale de la matrice devant être renforcée par les copeaux. La présence des fibres dans un béton nécessite une matrice enrichie en éléments fins pour bien les enrober. Il faut donc déterminer une composition granulaire spéciale pour le béton de fibres. Les fibres utilisées comme renforts sont des copeaux résultant de l'usinage de pièces en acier. Ils proviennent de la société nationale de véhicules industriels (S.N.V.I.) de Rouiba.

Après la détermination de la composition de la matrice en béton et la caractérisation de la résistance à l'arrachement et à la rupture des fibres, nous déterminons la composition optimale du béton fibré. La composition de la matrice consiste à fixer, en fonction du volume de fibres incorporées, les proportions des divers constituants du béton (ciment, eau, sable, graviers) lui garantissant une bonne ouvrabilité et possédant, après durcissement, de bonnes caractéristiques (bonne étanchéité, bonne résistance mécanique, faible retrait, bonne durabilité...). La caractérisation de la résistance à l'arrachement, quant à elle, nous permet de déterminer la longueur des fibres assurant un meilleur ancrage dans la matrice. La méthode d'optimisation utilisée est la méthode expérimentale d'optimisation développée par le laboratoire central des ponts et chaussées (L.C.P.C.). Cette méthode par écoulement dynamique, basée sur la méthode de Baron – Lesage, a l'avantage de corriger les inconvénients de la méthode statique du cône d'Abrams.

La caractérisation mécanique du béton de fibres consiste en l'étude de son comportement et la détermination de ses caractéristiques mécaniques à l'aide d'essais mécaniques (essai de traction directe, essai de compression simple, essai de flexion 4 points et essai de fendage). Il s'agit principalement, dans le cadre de ce travail, de caractériser par des essais de traction directe un béton renforcé par des copeaux. Six teneurs en copeaux ( $W=0.4\%$ ,  $W=0.6\%$ ,  $W=0.8\%$ ,  $W=1\%$ ,  $W=1.2\%$  et  $W=1.5\%$  avec  $W$ : fraction volumique de copeaux) sont retenues pour renforcer le béton. L'objectif des essais de traction directe est triple : l'étude du comportement mécanique du béton fibré, l'étude de l'influence de l'ajout des copeaux sur le comportement mécanique et l'évaluation de la contribution des copeaux à l'amélioration des caractéristiques mécaniques du composite.

L'essai de traction directe est l'essai le plus représentatif du phénomène de la traction, mais il est très délicat à réaliser. En effet, l'application directe d'un effort de traction pure, en dehors de toute excentricité, est très difficile à obtenir. Cet essai, satisfaisant sur le plan théorique, présente deux défauts principaux :

- Il est assez dispersé dans ses résultats, les ruptures se produisent assez souvent en dehors de la zone calibrée de l'éprouvette.
- Il est difficile d'éviter des contraintes parasites telles que celles induites par les mâchoires de serrage ou par des ancrages noyés.

Tenant compte de ces remarques, nous avons conçu et réalisé un dispositif spécial de fixation des éprouvettes sur la machine de traction. Ce dispositif s'adapte à la machine de traction IBERTEST de capacité 200 kN et peut se monter, en cas de besoin, sur la DMA. Les exigences auxquelles il doit répondre sont contenues dans le cahier des charges fonctionnel. Les éléments de ce dispositif, sollicités lors de l'essai de traction, sont dimensionnés de façon à supporter des charges d'essai pouvant atteindre 60 kN. La conception et la capacité portante du dispositif garantissent une grande flexibilité par rapport aux dimensions de l'éprouvette et à la forme de ses surfaces d'appui (surfaces inclinées ou droites).

La caractérisation par la traction directe du béton armé de copeaux est suivie de la caractérisation par les essais de compression simple, de flexion 4 points et de fendage. Outre l'étude du comportement mécanique et la détermination des caractéristiques mécaniques du béton fibré, ces essais permettent la vérification des corrélations entre :

- la résistance par traction et la résistance par compression,
- la résistance par traction et la résistance par flexion,
- la résistance par traction et la résistance par fendage.

## 2.1-CONCEPTION ET REALISATION D'UN DISPOSITIF DE FIXATION DES EPROUVETTES DE TRACTION

### I. Introduction

Dans le but d'effectuer des essais de traction directe sur des éprouvettes en béton de fibres, nous avons conçu et réalisé un dispositif de fixation de ces éprouvettes sur les mors de la machine de traction (Fig. 2-1 et Fig. 2-2). Ce dispositif se compose de deux parties identiques qui se montent sur les mors supérieurs et inférieurs de la machine de traction à l'aide des mâchoires fixes (1). Les éprouvettes à faces d'appui droites sont montées directement sur les mâchoires coulissantes (4) et celles à faces d'appui inclinées sont calées sur les appuis en coins (2). La vis de réglage (3) permet de régler la position des mâchoires coulissantes (4) pour pouvoir recevoir des éprouvettes de dimensions différentes. Ces mâchoires sont munies de butées de positionnement de l'éprouvette. La forme des surfaces des mâchoires coulissantes, sur lesquelles s'appuie l'éprouvette, et les butées de positionnement atténuent les excentricités de chargement et les contraintes parasites induites par les mâchoires de serrage ou les ancrages noyés.

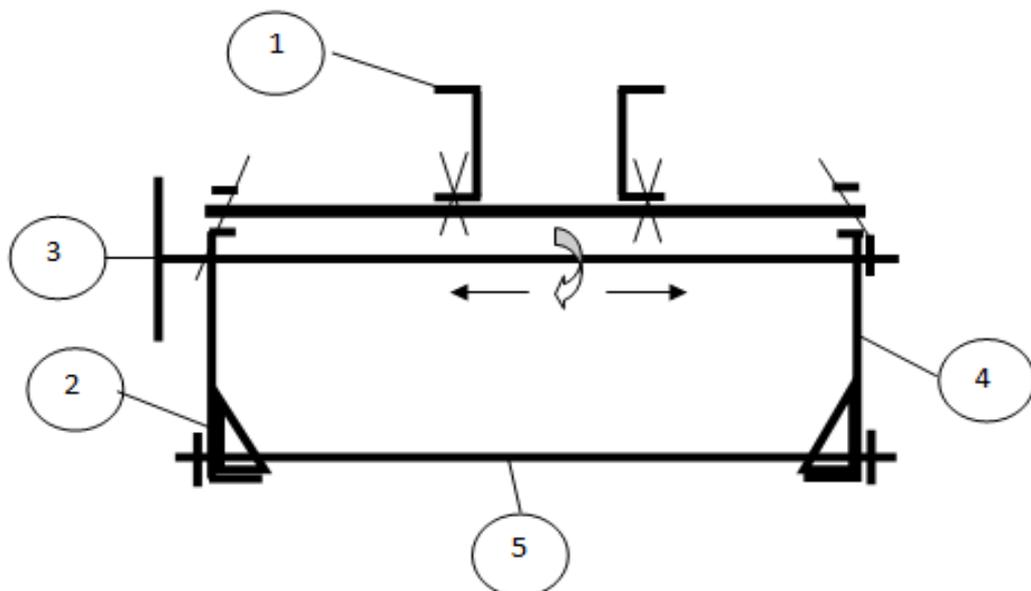


Figure 2-1 : Schéma du dispositif de fixation des éprouvettes.



Figure 2-2 : Vue du dispositif de fixation des éprouvettes.

Les raidisseurs (5) sont prévus pour empêcher la flexion des mâchoires coulissantes (4) lors de la réalisation d'essais sur des éprouvettes à faces d'appui inclinées. Ce type d'éprouvettes nécessite l'utilisation des coins (2). La coïncidence de l'axe de l'éprouvette avec l'axe de la machine est assurée par des butées assurant la mise en position de l'éprouvette dans le dispositif et le positionnement de ce dernier sur les mors de la machine de traction. Le dispositif étant solidaire des mors de la machine de traction, il n'est donc pas nécessaire de le munir d'une rotule. Les éléments de ce dispositif, sollicités lors de l'essai de traction, sont dimensionnés de façon à supporter des charges d'essai pouvant atteindre 60 kN. Ce dispositif a été adapté à la machine de traction IBERTEST de capacité 200 kN et peut se monter, en cas de besoin, sur la DMA. De par sa conception et sa capacité portante, ce dispositif offre une grande flexibilité quant aux dimensions de l'éprouvette et à la forme de ses surfaces d'appui (surfaces inclinées ou droites).

## II. Conception du dispositif de fixation des éprouvettes

La maîtrise des techniques de production, le contrôle des systèmes de production, l'optimisation des coûts ont fait l'objet de nombreux travaux. Pour optimiser les solutions de notre conception nous avons utilisé la méthode de l'analyse de la valeur qui se déroule en sept phases : 1- Etablissement du cahier des charges fonctionnelles, 2- Formation du groupe de travail, 3- Orientation de l'action, 4 - Recherche de l'information, 5- Analyse fonctionnelle, 6- Recherche de solutions, 7- Choix de solutions. Succinctement, le travail consiste à établir le cahier des charges fonctionnelles, fixant les capacités du dispositif, effectuer l'analyse fonctionnelle consistant à définir les différentes liaisons du dispositif avec son environnement, rechercher les solutions possibles pour chaque fonction définie et mener l'étude critique de ces différentes solutions en se basant sur la faisabilité, la facilité d'utilisation et de réalisation et la possibilité de fabrication du dispositif avec les moyens disponibles à l'université.

### II.1. Cahier des charges fonctionnelles

Dans le cahier des charges nous recensons les caractéristiques techniques et les exigences auxquelles doit répondre le dispositif :

- Produit : Mors de fixation réglable pour la fixation d'éprouvettes en béton de fibres métalliques sur la machine de traction ;
- Forme de l'éprouvette : parallélépipédique de section rectangulaire  $100 \times 100 \text{ mm}^2$  et de hauteur 300mm ;
- Charge admissible : 60kN ;
- Solutions simples et réalisables avec les moyens en équipements, matière et outillage de l'université ;
- Flexibilité des mors pour permettre le montage d'éprouvettes de différentes formes et dimensions ;
- Possibilité de la fixation des mors sur la machine de traction IBERTEST et la D.M.A.

## II.2. Analyse fonctionnelle

Pour la conception de ces mors, la méthode intuitive est retenue. Sur la figure 2-3 sont présentées les relations du dispositif avec les éléments de l'environnement.

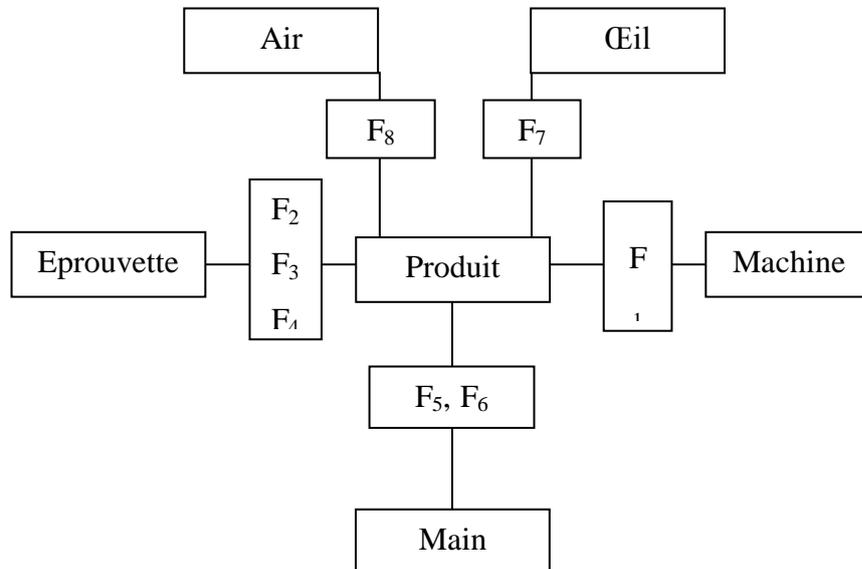


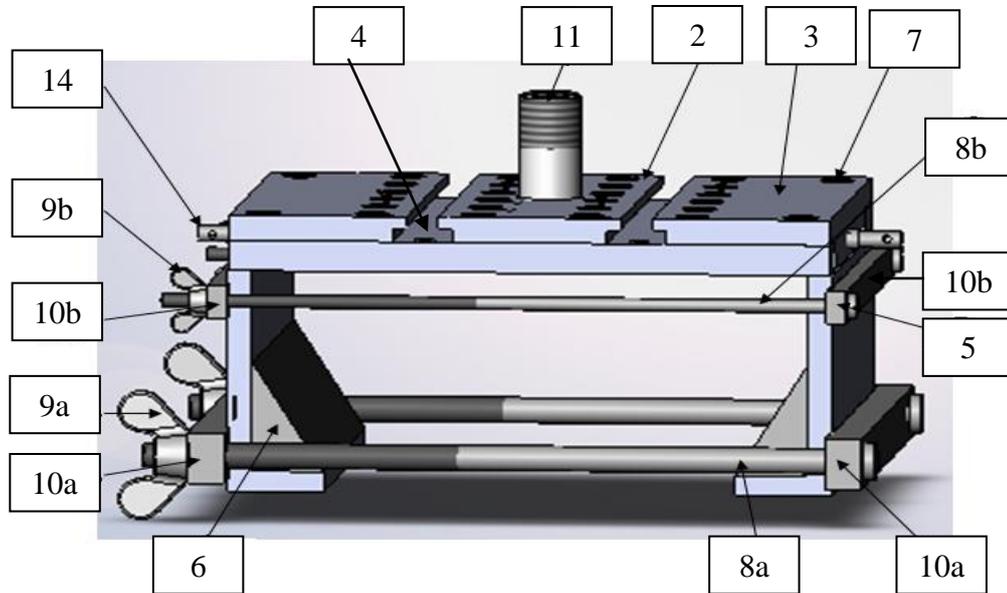
Figure 2-3 : Relations entre le produit et les éléments de son environnement.

Les fonctions liant le dispositif à chaque élément de l'environnement sont :

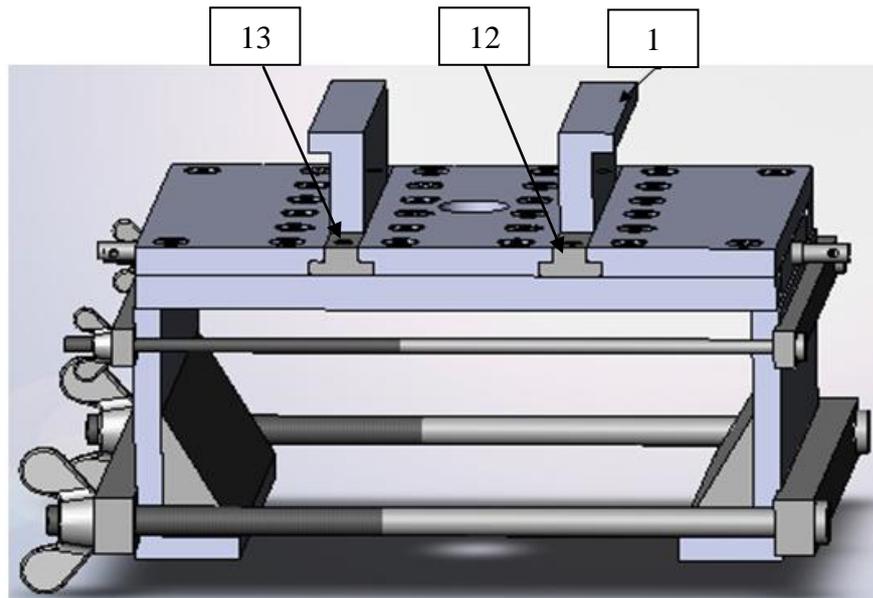
- Liaison avec la machine :
  - F<sub>1</sub> : Fixation des mors sur les deux machines,
- Liaisons avec l'éprouvette :
  - F<sub>2</sub> : Prise de l'éprouvette quelque soient ses dimensions,
  - F<sub>3</sub> : Centrage et réglage de l'éprouvette,
  - F<sub>4</sub> : Possibilité de changer la forme de l'éprouvette.
- Liaisons avec l'opérateur :
  - F<sub>5</sub>: ne pas blesser la main,
  - F<sub>6</sub>: Facile à manipuler,
  - F<sub>7</sub>: plaire à l'œil.
- Liaison avec le milieu ambiant :
  - F<sub>8</sub> : résister à l'oxydation.

### II.3. Choix des solutions

L'étude critique des différentes solutions possibles pour chaque fonction, basée sur la faisabilité, la facilité de fabrication et le coût de réalisation nous conduit à la conception optimale présentée sur les figures 2-4, 2-5 et 2-6.



- 2-4a : Fixation sur la D.M.A.



- 2-4b- Fixation sur la machine de traction

Figure 2-4 : Dispositif de fixation des éprouvettes de traction

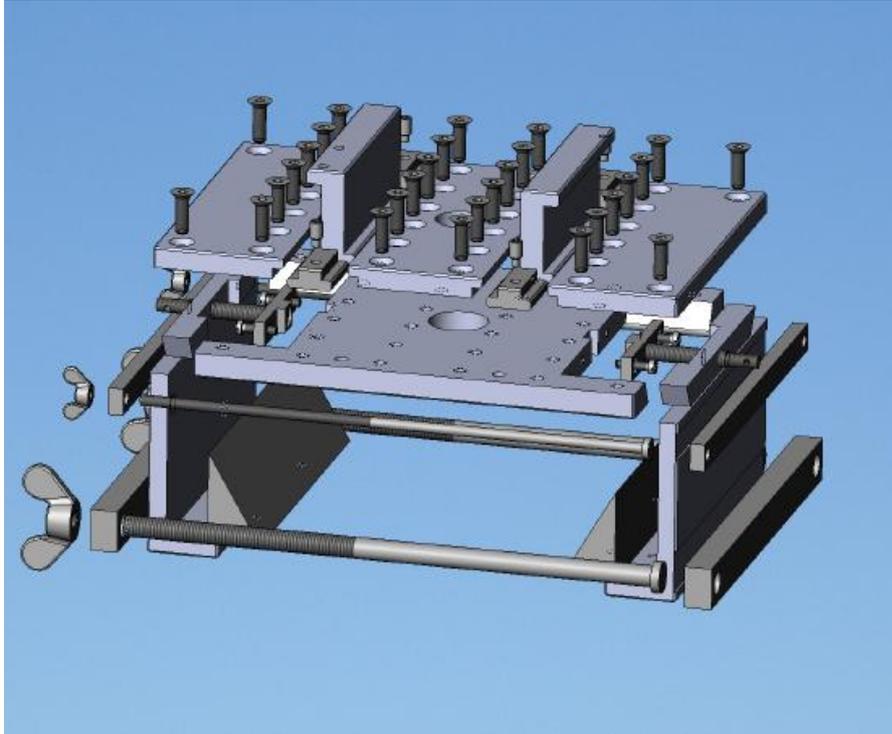


Figure 2-5 : Vue éclatée du dispositif de fixation.

### III. Description et assemblage du dispositif

Le dispositif se compose de deux parties identiques qui se montent sur les mors supérieurs et inférieurs de la machine de traction à l'aide des mâchoires fixes 1. Les éprouvettes sont calées à l'intérieur du dispositif sur les coins d'appuis 6. La vis de réglage 14 permet de régler la position des mâchoires coulissantes 5 pour pouvoir recevoir des éprouvettes de dimensions différentes. Les tiges 8a et 8b servent à réduire l'effet de la flexion sur les mâchoires coulissantes 5. Pour monter le dispositif sur la D.M.A. nous retirons les mâchoires fixes 1 et nous utilisons la vis de fixation 11.

### IV. Notice d'utilisation

- **Utilisation du dispositif sur la D.M.A. :** monter la vis de fixation 11 dans son logement puis la visser dans le trou taraudé prévu à cet effet dans la DMA.
- **Utilisation du dispositif sur la machine de traction IBERTEST :** glisser les deux mâchoires fixes 1, chacune dans son logement, puis les bloquer avec

les quarts lardons en T 12. Fixer ces derniers avec les vis de pression 13 puis monter le dispositif sur la machine de traction.

Une fois le dispositif sur la machine (machine de traction ou la D.M.A.) régler, à l'aide des deux vis de guidage 14, les deux mâchoires coulissantes 5 selon l'épaisseur de l'éprouvette en laissant une marge pour son centrage. Puis, monter et centrer l'éprouvette avec les deux vis de guidage 14. Pour le centrage de l'éprouvette utiliser les graduations sur la plaque support central 4 et le repère sur les mâchoires coulissantes 5, en avançant ou en reculant ces dernières de la même distance de chaque côté jusqu'au serrage de l'éprouvette. Monter les deux tiges filetées 8a et 8b sur les plaques d'attache 10a et 10b, placer puis serrer les écrous à oreilles 9a et 9b.

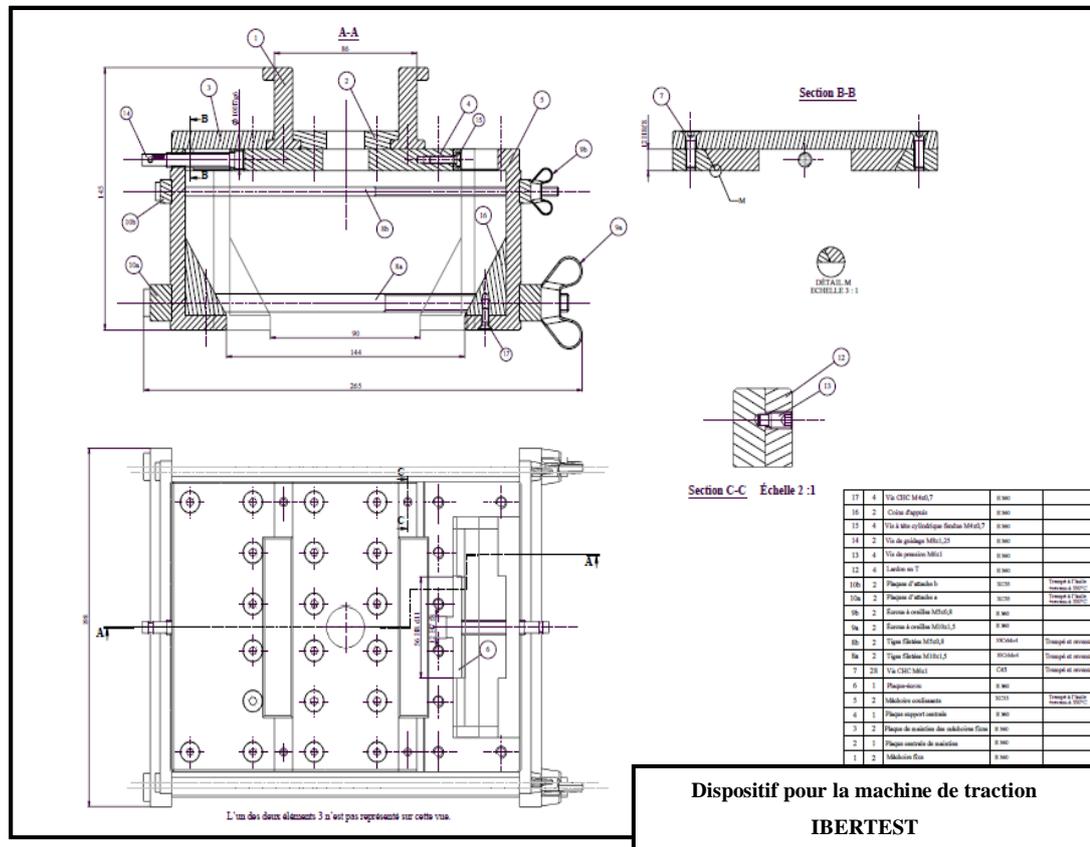


Figure 2-6a : Dispositif pour la machine de traction « IBERTEST ».

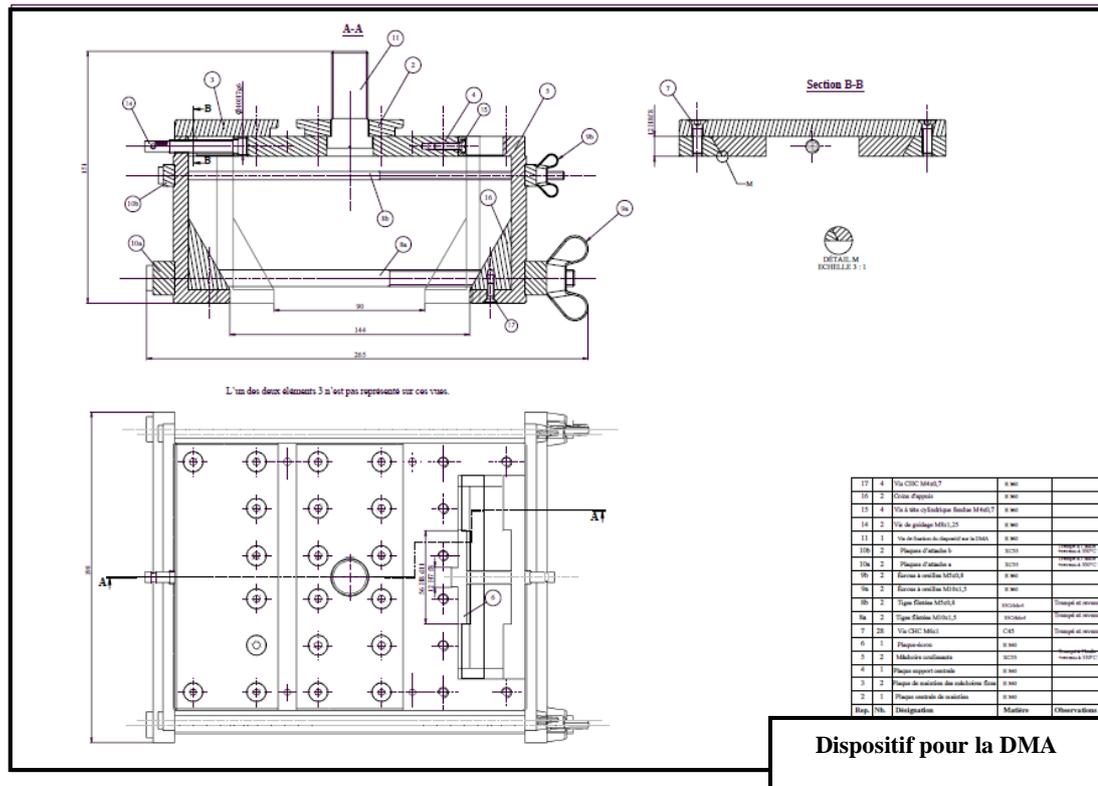


Figure 2-6a : Dispositif pour la machine « DMA ».

Figure 2-6 : Dessin d'ensemble du dispositif de fixation.

## V. Dimensionnement des principaux éléments du dispositif

Le dimensionnement des principaux éléments du dispositif consiste en la détermination des dimensions des différentes pièces. Certaines cotes sont choisies en fonction des exigences fonctionnelles des surfaces en conjugaison avec les mors ou l'éprouvette, d'autres imposées par l'utilisateur et celles qui restent sont obtenues par le calcul à la résistance. Le dimensionnement de ces éléments tient compte des différentes sollicitations et des dimensions imposées.

Les principaux éléments du dispositif à dimensionner sont :

Mâchoires fixes 1, Plaque centrale de maintien 2, Plaque de maintien des mâchoires fixes 3, Plaque support centrale 4, vis de fixation 7, Mâchoire coulissante 5, Tiges filetées 8, Écrous à oreilles 9, Plaques d'attache 10 et Vis de fixation du dispositif sur la DMA 11).

## V.1. Mâchoire fixe 1

Cet élément travaille uniquement lors de l'emplacement du dispositif sur la machine de traction, il maintient le dispositif sur cette machine.

### V.1.1. Matériau

Acier d'usage général de nuance E 360 et de caractéristiques mécaniques :  $\sigma_E = 360\text{N/mm}^2$ ,  $\tau_E = 252\text{N/mm}^2$  et dureté Brinell HB 200.

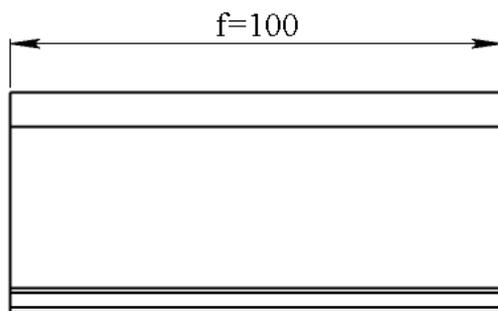


Figure 2-7 : Mâchoire fixe 1.

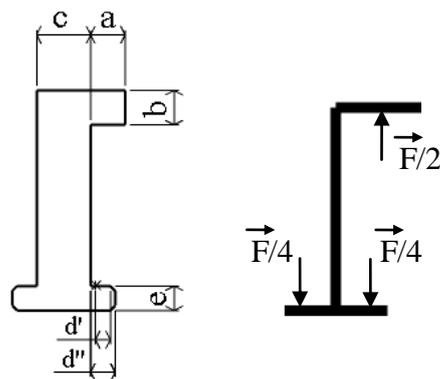


Figure 2-8 : Représentation des sollicitations sur la mâchoire fixe.

### V.1.2. Sollicitations

La mâchoire fixe est chargée suivant le schéma présenté sur la figure 2-8.

### V.1.3. Dimensions calculées

-  $a=7\text{mm}$ ,  $-b=7\text{mm}$ ,  $-c=12\text{mm}$ ,  $-d'=3\text{mm}$ ,  $-d''=5\text{mm}$ ,  $-e=5\text{mm}$ ,  $-f=100\text{mm}$  (dimension imposée par la machine de traction).

## V.2. Plaque centrale de maintien 2

Cet élément est fixé sur la plaque support centrale, il supporte les mâchoires fixes lors de l'emplacement du dispositif sur la machine de traction ou la vis de fixation du dispositif sur la DMA.

### V.2.1. Matériau

Acier d'usage général de nuance E 360 et de caractéristiques mécaniques :  $\sigma_E = 360\text{N/mm}^2$ ,  $\tau_E = 252\text{N/mm}^2$  et dureté Brinell HB 200.

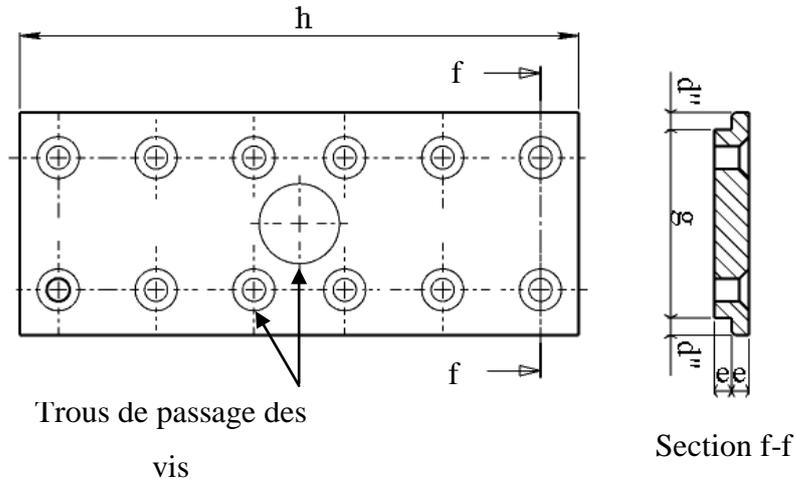


Figure 2-9 : Plaque centrale de maintien 2.



Figure 2-10 : Représentation des sollicitations sur la plaque centrale de maintien

### V.2.2. Sollicitations

La plaque centrale de maintien est chargée suivant le schéma présenté sur la figure 2-10.

### V.2.3. Dimensions calculées

-  $d'' = 5\text{mm}$  (la plaque centrale de maintien 2 travaille dans les mêmes conditions que la mâchoire fixe 1, la cote  $d''$  trouvée dans le calcul de 1 est attribuée à 2),  
 -  $e' = e = 5\text{mm}$ ,  
 -  $g = 54\text{mm}$  (dimension imposée par la machine après avoir dimensionné la mâchoire fixe),  
 -  $h = 160\text{mm}$  (dimension imposée par l'utilisateur),  
 - diamètre du trou  $D = 23$  (dimension imposée par la DMA).

### V.3. Plaque de maintien des mâchoires fixes 3

Cet élément est fixé sur la plaque support centrale, il supporte les mâchoires fixes lors de la mise en place du dispositif sur la machine de traction.

#### V.3.1. Matériau

Acier d'usage général de nuance E 360 et de caractéristiques mécaniques :  $\sigma_E = 360\text{N/mm}^2$ ,  $\tau_E = 252\text{N/mm}^2$  et dureté Brinell HB 200.

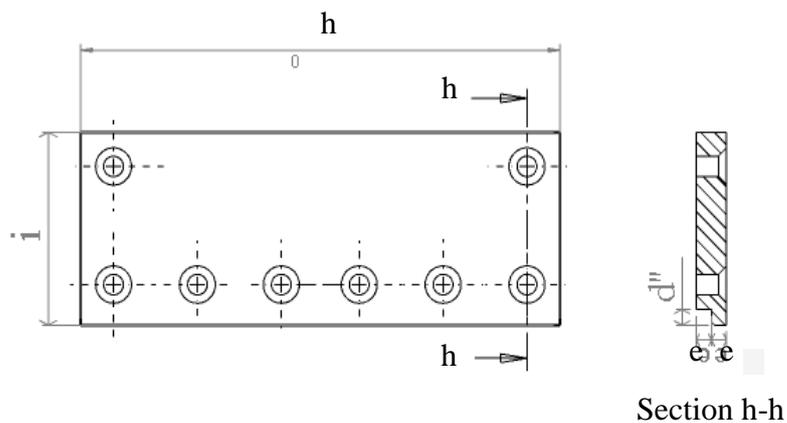


Figure 2-11: Plaque de maintien des mâchoires fixes 3.



Figure 2-12: Représentation des sollicitations sur la plaque de maintien des mâchoires fixes

#### V.3.2. Sollicitations

La plaque centrale de maintien est chargée suivant le schéma présenté sur la figure 2-12.

#### V.3.3. Dimensions calculées

-  $d'' = 5\text{mm}$  (la plaque de maintien des mâchoires fixes 3 travaille dans les mêmes conditions que la mâchoire fixe 1, la cote  $d''$  trouvée dans le calcul de 1 est attribuée à 3), -  $e = e' = 5\text{mm}$  (dimension déjà obtenue dans le calcul de la plaque centrale de maintien), -  $i = 54\text{mm}$  (dimension imposée par l'utilisateur), -  $h = 160\text{mm}$

(dimension imposée par l'utilisateur). Par la suite d'autres vérifications seront effectuées sur cet élément.

#### V. 4. Plaque support centrale 4

Cet élément reçoit presque tous les éléments. Les Plaques de maintien sont fixées sur cet élément. Les mâchoires coulissantes glissent sur ce dernier à l'aide des vis de réglage des mâchoires.

##### V.4.1. Matériau

Acier d'usage général de nuance E 360 et de caractéristiques mécaniques :  $\sigma_E = 360\text{N/mm}^2$ ,  $\tau_E = 252\text{N/mm}^2$  et dureté Brinell HB 200.

##### V.4.2. Dimensions

Les dimensions de cet élément sont imposées par l'utilisateur et celles des pièces qu'il reçoit. Ces dimensions seront vérifiées par calculs.

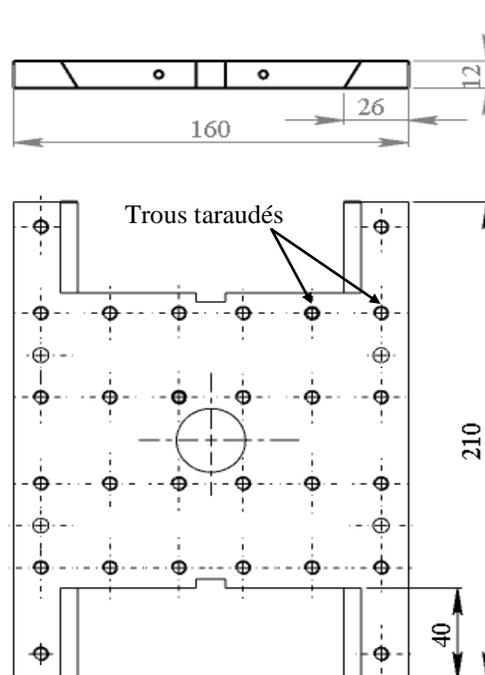


Figure 2-13 : Plaque support centrale 4.

#### V.5. Vis de fixation 7

Ces vis assurent l'assemblage des plaques de maintien 2 et 3 avec la plaque support central 4.

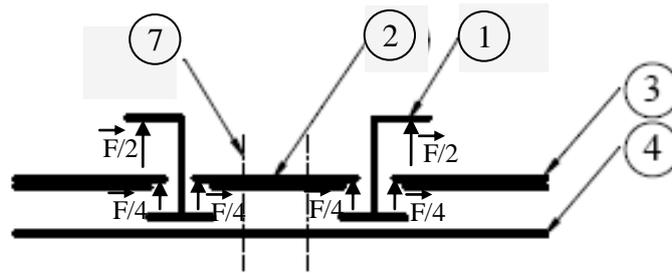


Figure 2-14: Représentation des charges sur les vis de fixation 7.

### V.5.1. Matériau et profil

- Matériau : acier C45 trempé et revenu de caractéristiques mécaniques :  $\sigma_E = 665\text{N/mm}^2$ ,  $\tau_E = 465,5\text{N/mm}^2$  et dureté Brinell HB 200
- Profil : métrique ISO NF E 03-001

### V.5.2. Dimensions calculées

- M6x1, - Longueur sous tête 20mm
- Le taraudage dans la plaque support centrale 4 est vérifié à la résistance.
- Les plaques de maintien 2 et 3 sont vérifiées à la résistance au niveau de la section contenant une ligne de vis (figure 2-15).
- Les surfaces de contact des plaques de maintien 2 et 3 avec les vis de fixation 7 sont vérifiées à l'écrasement (Figure 2-16).

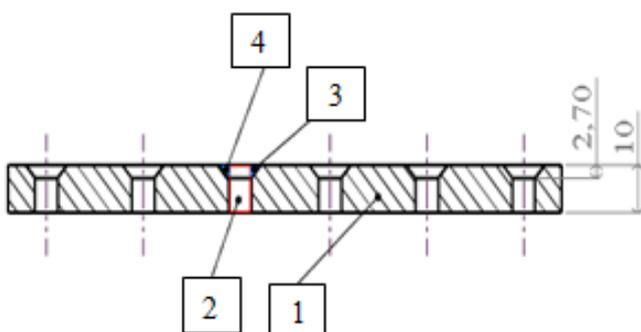


Figure 2-15: Représentation de la section coupée par le plan qui passe par les axes des vis dans les plaques 2 et 3.

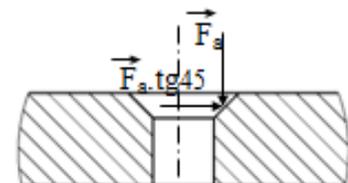


Figure 2-16: Représentation du chargement sur les surfaces de contact des plaques de maintien 2 et 3 avec les vis de fixation.

-La résistance des vis de fixation 7 au niveau des plaques de maintien des mâchoires fixes 3 est vérifiée (figure 2-17).

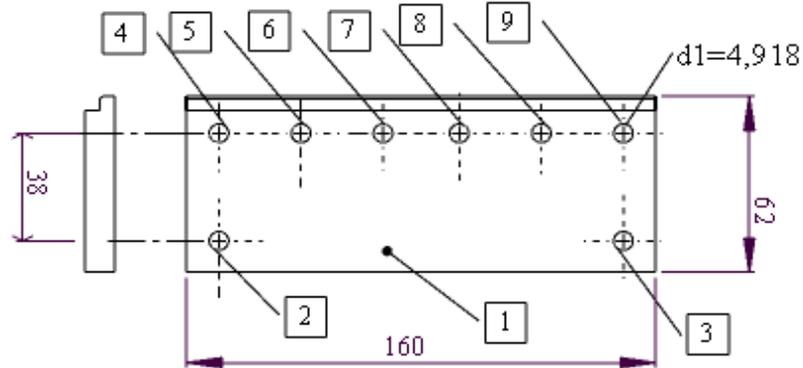


Figure 2-17 : Représentation de la répartition des vis sur les plaques de maintien des mâchoires fixes 3.

## V.6. Mâchoire coulissante 5

### V.6.1. Matériau

Acier XC55 trempé à l'huile + revenu à 550°C, de caractéristiques mécaniques :  $\sigma_E = 720\text{N/mm}^2$ ,  $\tau_E = 504\text{N/mm}^2$ .

### V.6.2. Sollicitations

La mâchoire coulissante est chargée suivant le schéma présenté sur la figure 2-19.

### V.6.3. Dimensions calculées

-  $K = K' = 8\text{mm}$ , -  $k'' = 13\text{mm}$ .

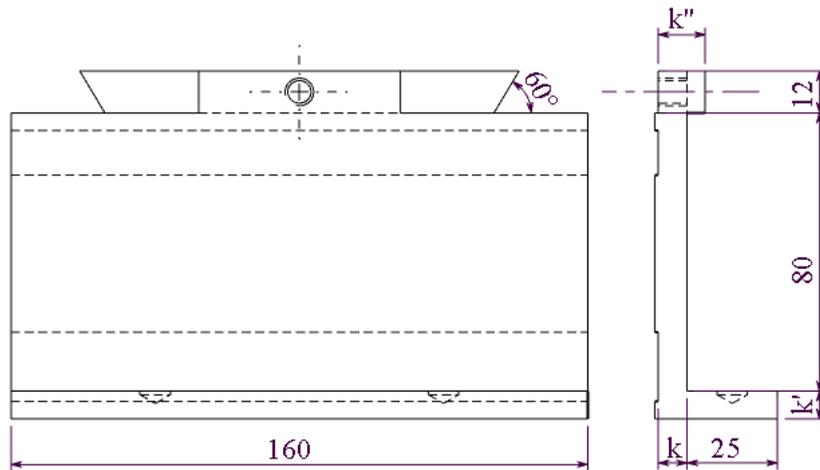


Figure 2-18 : Mâchoire coulissante 5.

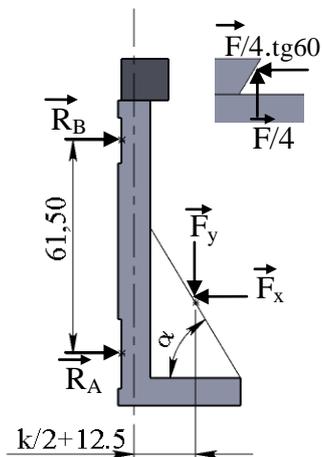


Figure 2-19 : Représentation des chargements sur la mâchoire coulissante 5.

## V.7. Tiges filetées 8

Les tiges filetées 8 servent à serrer les mâchoires coulissantes 5 contre l'éprouvette à l'aide des plaques d'attache 10.

### V.7.1. Matériau et profil

-Matériau: Acier 35CrMo4 trempé et revenu de caractéristiques mécaniques :  $\sigma_E = 950 \text{ N/mm}^2$ ,  $\tau_E = 665 \text{ N/mm}^2$  et dureté Brinell HB320.

- Profil métrique ISO NF E 03-001.

## V.7.2. Sollicitations

Les deux tiges travaillent dans les mêmes conditions.

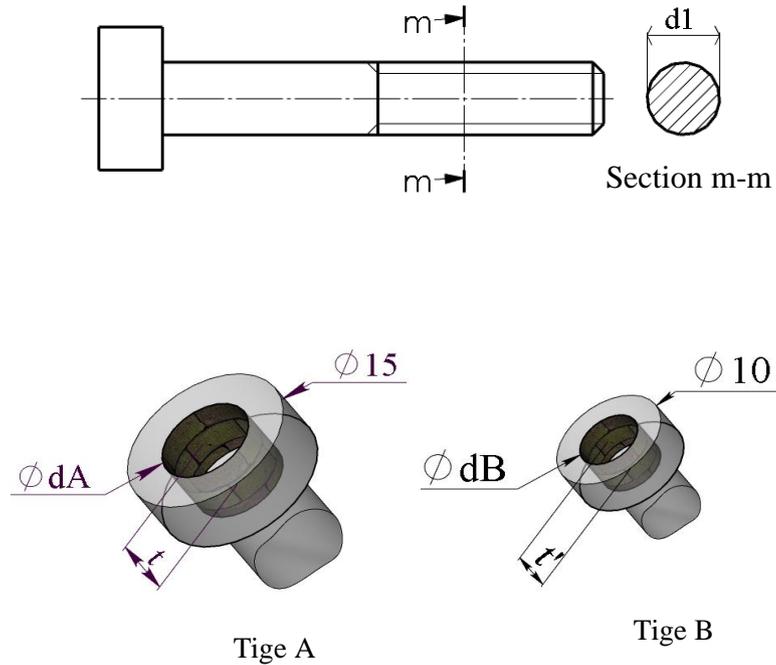


Figure 2-20: Représentation des sections sollicitées sur les deux tiges.

## V.7.3. Dimensions calculées

-Tige A :  $d = M10 \times 1.5$ ,  $t = 4 \text{ mm}$

-Tige B :  $d = M5 \times 0.8$ ,  $t = 3 \text{ mm}$

## V.8- Plaques d'attache 10

### V.8.1. Matériau

Acier XC55 trempé à l'huile et revenu à  $550^\circ\text{C}$  de caractéristiques mécaniques :  $\sigma_E = 720 \text{ N/mm}^2$ ,  $\tau_E = 504 \text{ N/mm}^2$ .

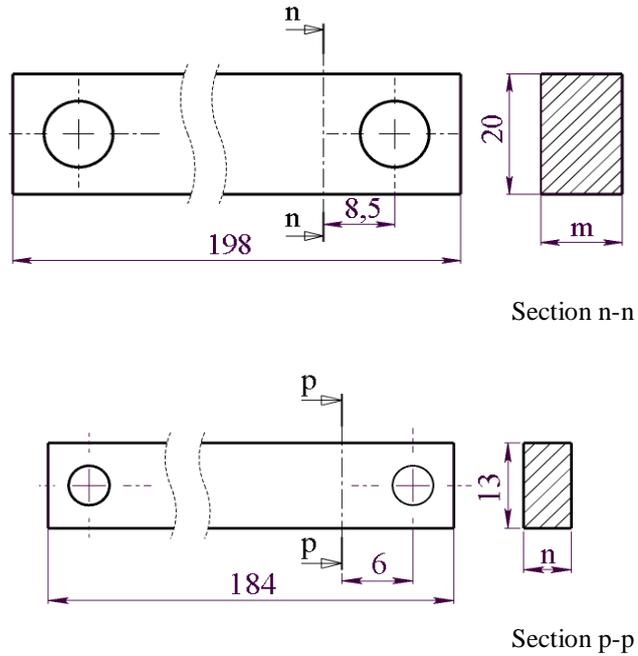


Figure 2-21 : Plaques d'attache.

### V.8.2. Dimensions calculées

-m=13mm, -n=7mm.

## V.9. Vis de fixation du dispositif sur la DMA

### V.9.1-Matériau

Acier d'usage général de nuance E 360 et de caractéristiques mécaniques :  $\sigma_E = 360\text{N/mm}^2$ ,  $\tau_E = 252\text{N/mm}^2$  et dureté Brinell HB 200.

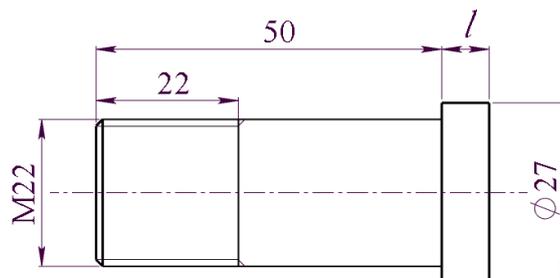


Figure 2-22 : Vis de fixation du dispositif sur la DMA.

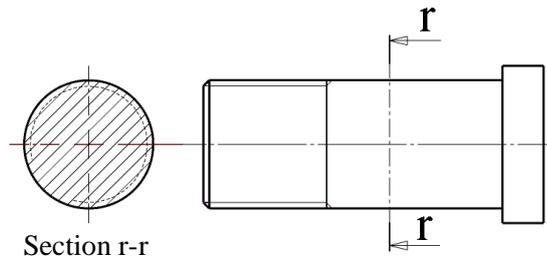


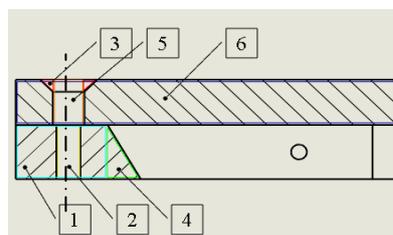
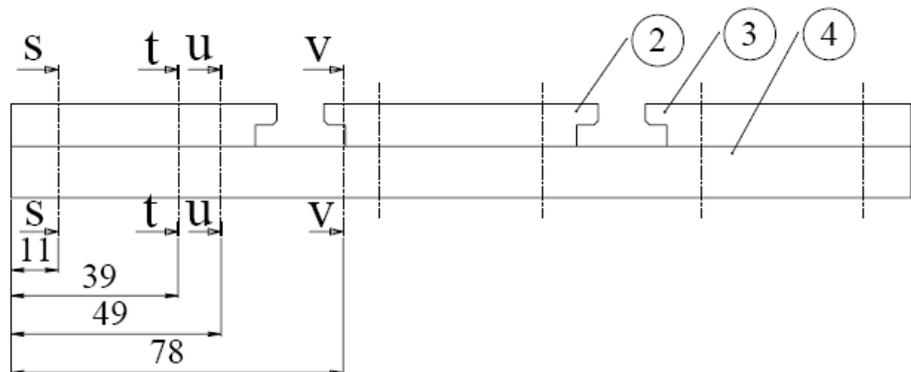
Figure 2-23 : Représentation de la section r-r.

### V.9.2. Dimensions calculées

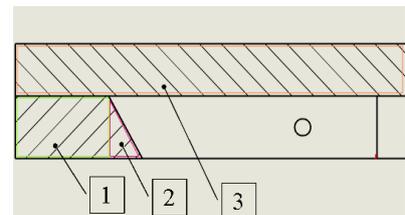
-  $l = 7\text{mm}$ .

### V.10. Vérification de la résistance du corps composé des plaques 2, 3 et 4

Les plaques de maintien 2 et 3 fixées à l'aide des vis 7 sur la plaque support 4 forment un corps. Pour étudier la résistance de ce dernier on effectue des vérifications au niveau des sections dangereuses qui sont représentées par leurs plans de coupe sur la figure 2-24. Toutes les conditions de résistance écrites dans les sections dangereuses « s-s, t-t, u-u et v-v » sont vérifiées.



Section s-s



Section t-t

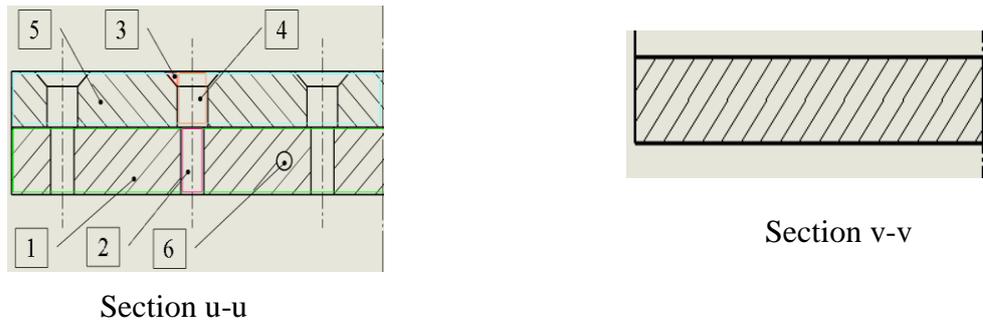
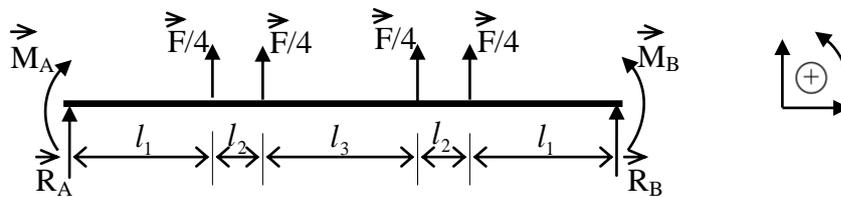
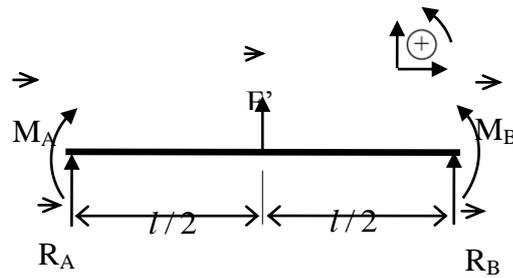


Figure 2-24 : Représentation du corps composé des éléments 2, 3 et 4.

Les schémas équivalents de chargement lors du montage du dispositif sur la D.M.A. et la machine de traction sont présentés respectivement sur les figures 2-25 et 2-26.



## **2.2- FORMULATION DU BETON DE FIBRE**

### **2.2.1-ETUDE DE LA COMPOSITION DU BETON**

#### **I. Introduction**

Les bétons sont des matériaux de construction qui contiennent un liant (ciment ou chaux), 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 but de cette étape de l'étude est la détermination de la composition du béton. Elle consiste à fixer les proportions des divers constituants (ciment, eau, sable, graviers) du béton lui garantissant une ouvrabilité compatible avec les moyens de sa mise en œuvre et possédant, après durcissement, de bonnes caractéristiques (bonne étanchéité, bonne résistance mécanique, faible retrait, bonne durabilité...).

#### **II. Les composants du béton**

##### **II.1. Les liants**

Le ciment est un liant hydraulique qui se présente sous forme de poudre minérale s'hydratant en présence de l'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 assure la cohésion des différents constituants. Généralement, on peut utiliser les ciments normalisés (gris ou blanc), les ciments spéciaux (alumineux fondu, prompt, ..), les liants à maçonner ou les chaux hydrauliques naturelles.

##### **II.2. Les sables**

Les sables utilisés sont les sables appelés "sables normalisés". Les sables de bonne granulométrie doivent contenir des grains fins, moyens et gros. Les grains fins se disposent dans les interstices entre les gros grains pour combler les vides. Ils jouent un rôle important car ils réduisent les variations volumiques et les chaleurs dégagées. Les dosages se font plutôt en poids qu'en volume afin d'éviter les erreurs de dosage par suite de l'augmentation de volume du sable humide. Ils peuvent être:

- naturels roulés (de rivières, de sablières, ..), de nature siliceuse ou silico-calcaire;
- naturels concassés (roches de carrières) comme les basaltes, porphyres et quartzites. Ceux la sont anguleux et durs.
- spéciaux (lourds, réfractaires, légers): sable de laitier, sable d'oxydes de fer, de chromite, sable de briques concassées et polystyrène expansé.

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. Les sables doivent être propres.

Le diamètre maximum des grains de sable utilisé pour les mortiers est classifié comme suit:

- 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.

### **II.3. Les granulats**

Les granulats doivent avoir une bonne granulométrie. Le diamètre des granulats 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 sont classés selon leurs diamètres:

- petits: de 3 à 8 mm,
- moyens: de 8 à 15 mm
- gros: de 15 à 25 mm
- très gros: de 25 à 40 mm.

### **II.4. 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 d'incorporer pendant le malaxage, une quantité contrôlée de fines bulles d'air uniformément réparties et qui subsistent après durcissement),
- les modificateurs de prise (retardateurs, accélérateurs),
- les hydrofuges (adjuvants qui réduisent l'absorption capillaire du béton durci).

### **III. Analyse granulométrique**

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

Pour définir ces proportions, nous devons d'abord faire 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.

#### **III.1. Principe de l'essai**

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

#### **III.2. Équipements utilisés**

Pour réaliser cette opération, nous avons utilisé les équipements suivants :

- des tamis de différents diamètres,
- un échantillon de 3000 g pour chaque matériau,
- une balance de 5 kg, de précision 1g,
- une étuve thermostatée,
- un vibro-tamis électrique.

#### **III.3. Description de l'essai**

Les granulats utilisés pour préparer le béton sont de forme roulée et leur diamètre est de 0/3, 3/8 et 8/15. Une fois ces matériaux lavés, ils sont séchés pendant 72 heures dans une 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. Dans la partie inférieure, nous disposons d'un fond étanche qui permet de récupérer les fillers. Un couvercle est disposé en haut de la colonne afin d'interdire toute perte de matériau pendant le tamisage. On appelle tamisât le poids de matériau passant à travers un tamis donné et refus le poids de matériau retenu.

Le matériau étudié est versé en haut de la colonne de tamis et celle –ci est vibrée à l'aide de la tamiseuse électrique. Nous considérons 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 décroissant des ouvertures. 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 2-1, 2-2 et 2-3 suivants:

Dimension des tamis en (mm)	Refus en (gr)	Refus cumulé en (gr)	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 2-1: Analyse granulométrique du sable.

Dimension des tamis en (mm)	Refus En (gr)	Refus cumulé en (gr)	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 2-2: Analyse granulométrique pour le gravier (3/8).

Dimension des tamis en (mm)	Refus En (gr)	Refus cumulé en (gr)	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 2-3: Analyse granulométrique pour le gravier (8/15).

Les valeurs données dans les différents tableaux ci-dessus nous permettent de tracer les courbes granulométriques pour chaque type de granulat (figure 2-27).

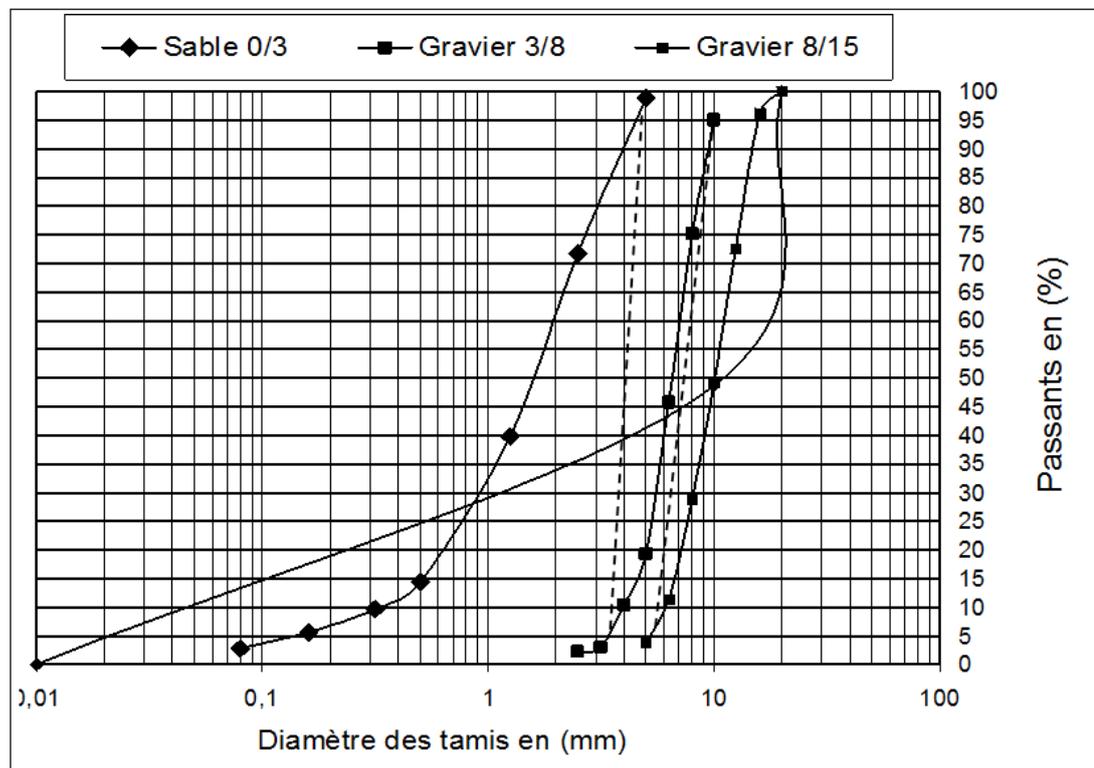


Figure 2-27- Courbe granulométrique.

### III.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.

$$M.F. d'unsable = \frac{\text{Somme des refus aux tamis } 0.16, 0.315, 0.63, 1.25, 2.5 \text{ et } 5 \text{ mm}}{100}$$

$$M.F. = \frac{96.44 + 85.95 + 62.42 + 39.08 + 9.41 + 0.76}{100} = 2.94$$

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

#### IV. Composition du béton par la méthode de Dreux- Gorisse

Cette méthode de composition [DRE. 95].est retenue pour sa simplicité d'utilisation. Elle a pour but de déterminer la teneur des différents composants du béton.

##### IV.1. Résistance visée

Par sécurité, la résistance visée est majorée de 15% par rapport à la résistance que nous souhaitons obtenir. Ainsi, la résistance visée est obtenue comme suit :

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

La résistance désirée pour un béton témoin à 28 jours est:

$$\sigma_{28j} = 25 \text{ MPa}$$

La résistance visée vaut alors:

$$\sigma'_{28j} = 1,15 \sigma_{28j} , \quad \text{Soit: } \sigma'_{28} = 1.15 \times 25 = 28.75 \text{ MPa}$$

##### IV.2. Dosage en ciment et en eau

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

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

Avec :

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

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

$F_{CE}$  : classe vraie de ciment en MPa.

$G$  : coefficient granulaire.

$C$  : dosage en ciment (Kg de ciment/m<sup>3</sup> de béton).

$E$  : dosage en eau (Kg d'eau/m<sup>3</sup> de béton ou litre d'eau/m<sup>3</sup> de béton).

### IV.2.1. Choix approprié du coefficient granulaire $G$

$G$  est un coefficient granulaire sans dimension dont la valeur est choisie dans le tableau 2-4 ci- après, établi par George DREUX [DRE. 95].

Qualité des 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	<b>0.45</b>	0.50	0.55
Passable	0.35	0.40	0.45

Tableau 2-4: Valeurs approximatives du coefficient granulaire.

Les granulats utilisés ont un diamètre inférieur à 16 mm, ce qui donne pour des granulats de bonne qualité, un coefficient granulaire  $G=0.45$ .

### IV.2.2. 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  $C/E$  est donné par :  $\frac{C}{E} = \frac{28.75}{0.45 \times 47.5} + 0.5 = 1.84$

### IV.2.3. Dosage en ciment par m<sup>3</sup> de béton

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

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

$$\left. \begin{array}{l} \frac{C}{E} = 1.84 \\ A = 8 \text{ cm} \end{array} \right\} \rightarrow \text{l'abaque donne la valeur du dosage en ciment : } C = 380 \text{ Kg (Figure 2-28)}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{C}{E} = 1,84 \\ C = 380 \end{array} \right\} \rightarrow \text{on en déduit la valeur de } E \text{ qui est : } E = 206,52 \text{ Kg}$$

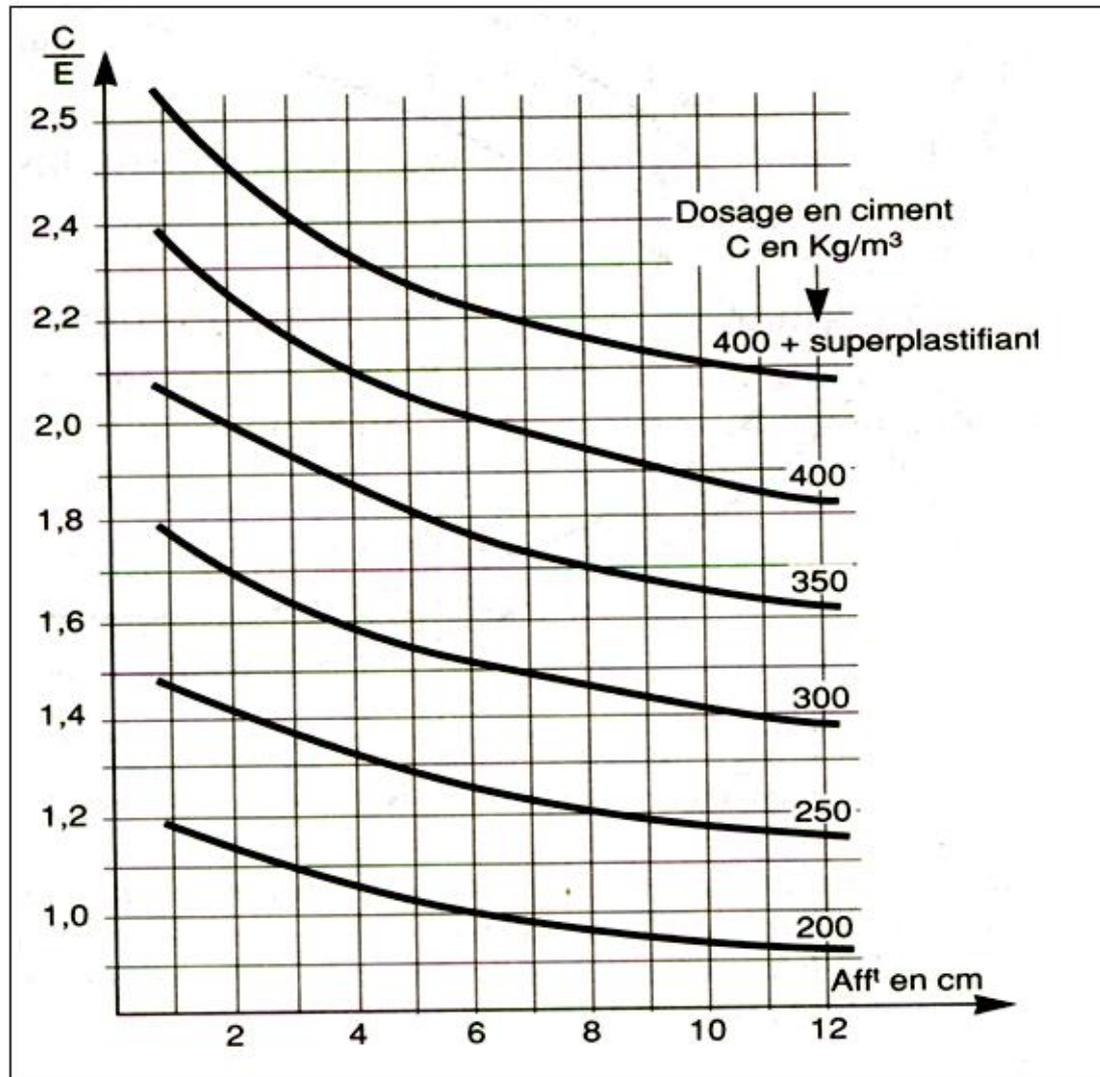


Figure 2-28: Abaque permettant d'évaluer approximativement le dosage en ciment à prévoir en fonction du rapport C/E et de l'ouvrabilité désirée (affaissement au cône).

#### IV.2.4. Tracé de la courbe granulatoire de référence

Sur le même graphe d'analyse granulométrique, Type AFNOR (pourcentage des tamisats en fonction du module ou diamètre des tamis) déjà obtenu (figure 2-27), nous traçons une composition granulatoire de référence OAB avec:

- le point O est repéré par ses coordonnées: [0.08; 0]
- le point B est repéré par ses coordonnées: [D; 100], (D: le diamètre du plus gros granulat).

Le point de brisure  $A$  a les coordonnées suivantes:

- 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 du module de finesse de sable.

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

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

$$d'où, \quad Y = 50 - \sqrt{16} + 2.64 = 48.64$$

Ainsi, les coordonnées du point de brisure  $A$  sont: (8; 49).

#### IV.2.5. La ligne de partage

La ligne de partage joint le point d'ordonnée 95% de la courbe granulaire du plus petit granulat au point d'ordonnée 5%, de la courbe granulaire du plus gros granulat. 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 tamisât correspondant à ce point d'intersection. Ce pourcentage indique la proportion de sable, le complément donne la proportion de gravier.

Nous obtenons donc un mélange optimal avec un volume absolu de 38.5 % de sable 0/3 et 71.5% de gravier (6.5 % de Gravier 3/8 + 55 % de Gravier 8/5). Sur la courbe de 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 8/15: 55 %

#### IV.2.6. 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, de  $1\text{m}^3$ , du béton frais soit:

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

En utilisant le tableau des valeurs du coefficient de compacité [DRE. 95] et après interpolation pour un diamètre maximum de granulats égal à 16mm, on trouve une valeur de  $\gamma = 0.8146$ . Nous retenons, pour la suite de l'étude, la valeur de 0.81 pour  $\gamma$ .

#### IV.3. Dosage des Granulats

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

- Volume absolu du ciment :

$$V_C = \frac{m_C}{\gamma} = \frac{380}{3.1} = 122.58 \text{ litres}$$

Avec :  $m_C$  : dosage (en masse) de ciment et  $\gamma = 3.1$  g/ml: masse volumique du ciment

- Volume absolu de l'ensemble des granulats:

$$V_G = 1000\gamma - V_C = 1000.0,81 - 122,58 = 687,42 \text{ litres}$$

- Volume absolu du sable:

$$V_S = \frac{V_G \cdot 38,5}{100} = \frac{687,48 \cdot 38,5}{100} = 264,66 \text{ litres}$$

- Volume absolu du gravier 3/8:

$$V_{G3/8} = \frac{V_G \cdot 6,5}{100} = \frac{687,42 \cdot 6,5}{100} = 44,68 \text{ litres}$$

- Volume absolu du gravier 8/15:

$$V_{G8/15} = \frac{V_G \cdot 55}{100} = \frac{687,42 \cdot 55}{100} = 378,08 \text{ litres}$$

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

- Masse de sable  $M_S$ :

$$M_S = V_S \cdot \gamma_S = 264,66 \cdot 2,65 = 701,35 \text{ kg}$$

Avec :

$V_S$  : volume de sable

$\gamma_S = 2,65 \text{ Kg/litre}$  : densité du sable.

- Masse du gravier 3/8  $M_{G3/8}$ :

$$M_{G3/8} = V_{G3/8} \cdot \gamma_{G3/8} = 44,68 \cdot 2,61 = 116,61 \text{ kg}$$

Avec

$V_{G3/8}$  : volume du gravier 3/8

$\gamma_{G3/8} = 2,61 \text{ Kg/litre}$  : densité du gravier 3/8.

- Masse du gravier 8/15  $M_{G8/15}$ :

$$M_{G8/15} = V_{G8/15} \cdot \gamma_{G8/15} = 378,08 \cdot 2,58 = 975,45 \text{ kg}$$

Avec

$V_{G8/15}$  : volume du gravier 8/15

$\gamma_{G8/15} = 2,58 \text{ Kg/litre}$  : densité du gravier 8/15.

## V. Conclusion

Les constituants retenus pour la composition du béton sont :

- Le ciment de type CPJ-CEMII/B dans la classe 42.5,
- Le sable, d'un diamètre maximum de 3 mm, provenant de l'Oued Sébaou,

- Les granulats, de nature roulée, provenant de l'Oued Sébaou. Leur diamètre varie de 3 à 16 mm,
- Le plastifiant MEDAFLOW 30. C'est un superplastifiant haut réducteur d'eau. Il est conçu à base de polycarboxylates qui améliorent considérablement les propriétés du béton. Ce plastifiant ne présente pas d'effet retardateur.

La composition, en masses, obtenue pour 1 m<sup>3</sup> de béton est:

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
Fluidifiant (0.05% du poids de ciment en ml)	190

Tableau 2-5: Composition d'un m<sup>3</sup> de béton

A partir de cette composition, après optimisation, nous déterminerons la composition de la matrice pour le béton de fibres.

## 2.2.2-CARACTERISATION MECANIQUE DES FIBRES

### I. Introduction

Les fibres utilisées, pour renforcer notre béton, sont des copeaux résultant de l'usinage de pièces en acier. Ils proviennent de la société nationale de véhicules industriels (S.N.V.I.) de Rouiba. Ces copeaux (Fig. 2-29) sont en forme de spirale de diamètre d'enroulement d'environ 8mm et de longueur 30 à 50mm. Le filament de la fibre est de section droite rectangulaire de  $1 \times 3 \text{ mm}^2$ . La forme en spirale des copeaux assure un très bon ancrage des fibres dans la matrice en béton mais empêche l'incorporation de fibres en fractions volumiques importantes. Ces copeaux peuvent être classés dans la catégorie des fibres à géométrie évoluée.

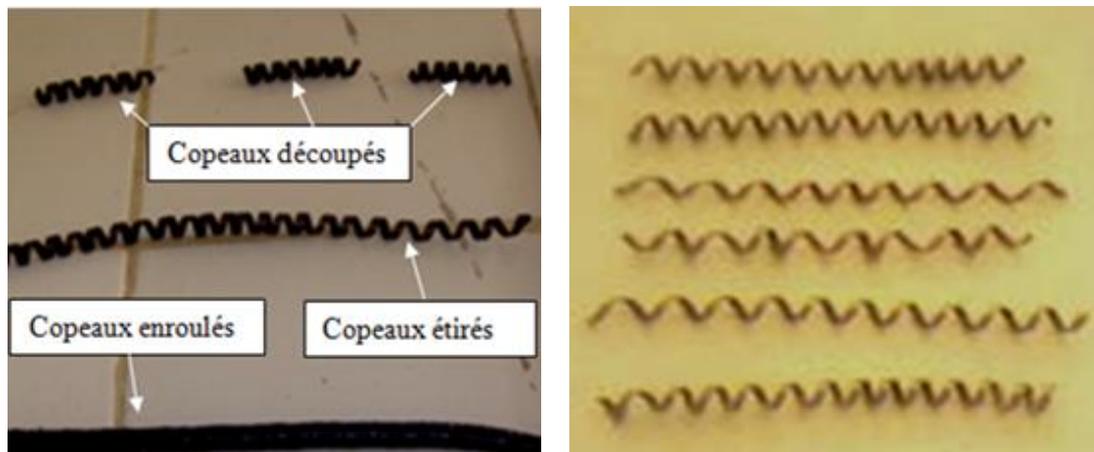


Figure 2-29: Fibres utilisées.

## II. Caractérisation mécanique des fibres

La longueur des fibres, leur résistance à la rupture ainsi que leur teneur sont des paramètres importants. En effet, l'effort nécessaire à l'arrachement des fibres est fonction de la longueur d'ancrage, de la nature de la surface d'adhésion et de la résistance à la rupture de la fibre. Les essais de caractérisation sont conduits sur la machine de traction IBERTEST.

### II.1. Caractérisation des fibres à la résistance à l'arrachement

En vue de la caractérisation des fibres à la résistance à l'arrachement, les copeaux sont d'abord étirés (Fig. 2-29) puis découpés en cinq longueurs (10, 20, 30,

40 et 50 mm), chacune d'elles comportant 3 ondulations, 5 ondulations et 8 ondulations. L'objectif de cet essai est de déterminer la longueur maximale d'ancrage pour laquelle il y'a arrachement de la fibre et non sa rupture et la longueur qui offre la meilleure résistance à l'arrachement de la fibre.

Lors du test « pull-out » (on tire sur une fibre noyée dans une matrice en béton : figure 2-30), réalisé sous une vitesse de chargement de 20mm/min, la fibre rompt pour les cinq longueurs d'ancrage. Cependant, pour la longueur d'ancrage de 10 mm, des fissurations et un éclatement du béton autour de la fibre sont observés. Cette longueur semble être la longueur limite, en dessous de laquelle la fibre s'arrache au lieu de se rompre.

La fibre qui présente la meilleure résistance à l'arrachement est la fibre de longueur 50 mm comportant 8 ondulations [BOUA. 97 et ATL. 08]. Ce résultat s'explique par le fait que plus la longueur d'ancrage de la fibre dans la matrice en béton est grande, plus la surface d'adhérence béton/fibre est grande, donc plus la contrainte tangentielle dans l'interface fibre/matrice diminue. En effet, selon R. CHICUREL et S. RIOS [CHIC. 04], pour une fibre noyée dans une matrice soumise à une contrainte uniforme suivant l'axe de la fibre, la contrainte axiale dans la fibre augmente avec la longueur de la fibre tandis que la contrainte tangentielle diminue.

La contrainte axiale croît avec l'augmentation de la longueur de la fibre à cause d'un transfert important de la charge de la matrice vers la fibre, favorisé par une plus grande surface réelle de contact (un plus grand nombre de liaisons mécaniques fibre/matrice). Quant à la contrainte tangentielle, elle diminue avec l'augmentation de la longueur de la fibre grâce à l'augmentation de la surface d'adhésion fibre/matrice qui en résulte. La contrainte axiale sollicite la fibre à la traction et la contrainte tangentielle provoque le déchaussement de la fibre. Cette dégradation de la liaison fibre/matrice (interface) peut être décrite schématiquement par les étapes suivantes:

- Initiation du décollement de la fibre,
- Décohésion partielle de l'interface,
- Décohésion totale de l'interface.

L'augmentation de la charge appliquée entraîne l'apparition du phénomène de décohésion ou de décollement de la fibre. Cette décohésion commence aux

extrémités des fibres où les contraintes de cisaillement transmises par la matrice aux fibres sont maximales [NGO. 97, BRI. 04 et REY. 97]. Dès qu'elles atteignent la valeur de la contrainte de cisaillement interfacial élastique limite  $\tau_e$  apparaît le décollement de la fibre et la décohésion s'installe.

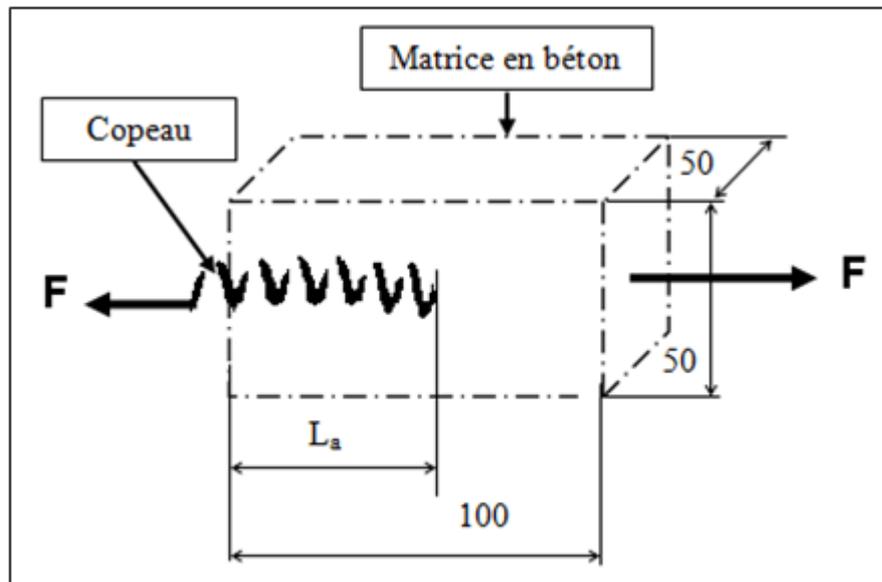
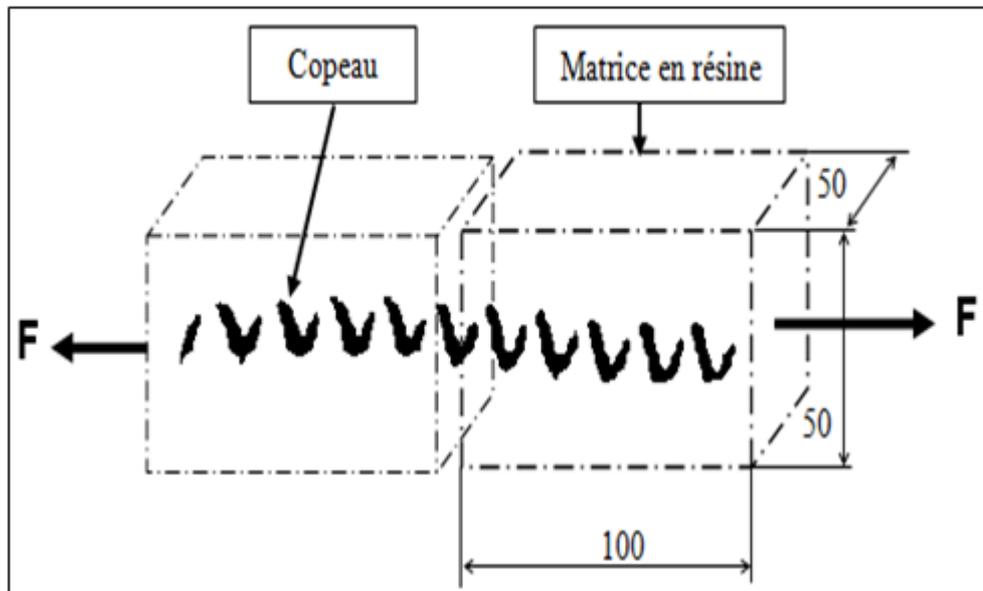


Figure 2-30: schéma du test « pull out ».

## II.2. Caractérisation des fibres à la résistance à la rupture

Des essais de traction sont menés sur des éprouvettes dont la forme est montrée sur la figure 2-31. Ces éprouvettes sont obtenues en insérant une fibre (copeau) dans une matrice en résine.



Schématisation de l'essai de caractérisation à la rupture des fibres.

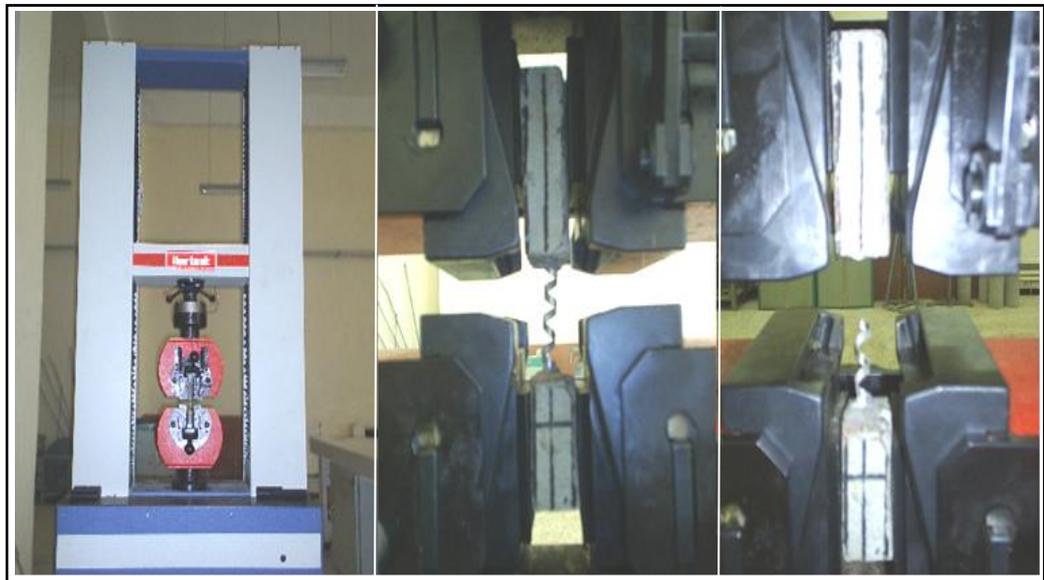


Figure II-31: Essai de caractérisation à la rupture des fibres.

Les résultats de l'essai de caractérisation à la rupture par traction des fibres sont présentés sur la figure 2-32 ci – après.

Lors des essais de caractérisation, nous observons un déroulement progressif des ondulations jusqu'à l'aplatissement total de la fibre, suivi de l'allongement puis de la rupture de cette dernière. La résistance à la rupture moyenne des fibres est égale à 195 MPa. Nous observons une forte dispersion dans les résultats des trois essais. Ceci est lié à la nature des fibres. En effet, lors de la formation des copeaux nous

avons l'écroutissage, la plastification puis le cisaillement de la matière usinée. En surface, selon le régime de coupe utilisé, les copeaux comportent plus ou moins de défauts qui jouent le rôle d'amorce de fissures.

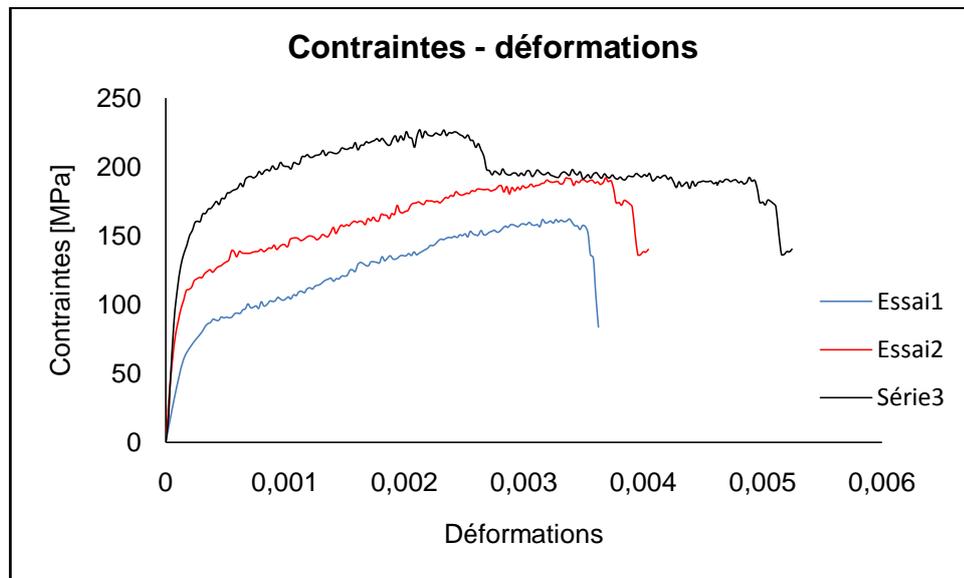


Figure 2-32: Courbes contraintes – déformations de traction des fibres.

### III. Conclusion

La résistance à l'arrachement est fonction de la géométrie des copeaux (longueur, diamètre d'enroulement et rugosité). La résistance à la rupture dépend de celle du matériau usiné, des dimensions de la section et de la rugosité de la surface du copeau. Pour un matériau donné, tous ces paramètres sont conditionnés par le régime de coupe (vitesse de coupe, avance, profondeur de passe, usinage avec ou sans lubrification). Avant d'utiliser les copeaux comme renfort, il convient de connaître leur provenance, faire un tri visuel en fonction de leurs dimensions apparentes, les classer en différentes catégories et caractériser chacune d'elles. Comme les valeurs de leurs caractéristiques mécaniques sont trop dispersées, il est conseillé de prendre un grand nombre d'échantillons lors des essais de caractérisation.

## 2.2.3-OPTIMISATION DU BETON DE FIBRES

### I. Introduction

L'ouvrabilité est une qualité importante du béton; elle peut se définir comme la facilité qu'a un béton à remplir parfaitement un coffrage ou un ferrailage. Elle dépend des proportions des divers composants de la matrice, du type et des dimensions des fibres. Plusieurs méthodes sont utilisées pour mesurer l'ouvrabilité. Parmi elles, nous pouvons citer les méthodes à base d'écoulement statique comme le cône d'Abrams ou les méthodes à base d'écoulement dynamique comme la méthode du maniabilimètre du LCPC

La présence des fibres dans un béton nécessite une matrice enrichie en éléments fins pour bien les enrober, il convient donc de déterminer une composition granulaire spéciale pour le béton de fibres. Nous nous intéressons, dans cette partie du travail, à la mesure de l'ouvrabilité du béton armé de fibres métalliques et à l'étude de l'influence de l'ajout de fibres sur l'ouvrabilité du béton en vue de déterminer la composition optimale du béton fibré. A cet effet, nous avons utilisé la méthode expérimentale d'optimisation développée par le laboratoire central des ponts et chaussées (L.C.P.C.), basée sur la méthode de Baron - Lesage [ROS. 02, CAS. 95]. Cette méthode par écoulement dynamique corrige les inconvénients de la méthode du cône d'Abrams. En effet, la mesure de l'affaissement du béton renforcé de fibres métalliques (B.R.F.M.) au cône d'Abrams présente deux inconvénients [DRE. 95]:

- 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 bétons renforcés de fibres métalliques, 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. Les 6 litres de contenance du cône nous paraissent insuffisantes pour être représentatives du comportement rhéologique du B.R.F.M frais, surtout pour des longueurs de fibres de 50 à 60mm.

## II. Mesure de l'ouvrabilité du béton armé de fibres métalliques

### II.1. Description du maniabilimètre du LCPC

Il est constitué de plaques d'acier formant un parallélépipède rectangle de dimensions: 30x30x60 centimètres, d'une plaque inclinée de  $40^\circ$  (Fig. 2-33) par rapport à la verticale qui divise le moule en deux compartiments de volumes différents et d'un vibreur. Trois traits horizontaux sont gravés à l'intérieur du moule sur la plaque d'extrémité. Ce maniabilimètre permet de tester un volume de 30 litres de béton, soit 5 fois plus que le cône d'Abrams.

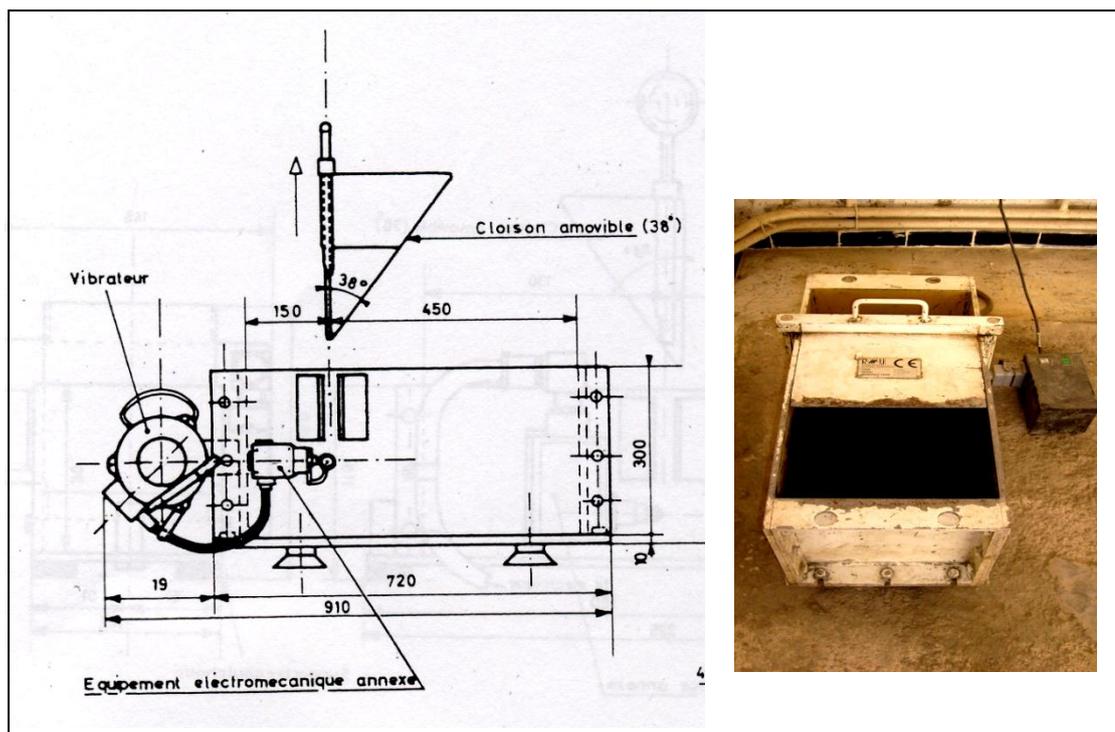


Figure 2-33: le Maniabilimètre du LCPC.

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

### II.2. Préparation et mesure de l'ouvrabilité du béton de fibres

Pour la préparation du béton, nous avons utilisé la méthode de Baron - Lesage. La procédure consiste à fixer le rapport eau/ciment ( $E/C$ ) et faire varier le rapport sable/graviers ( $S/G$ ) à partir de la composition du béton témoin, puis mesurer le temps d'écoulement et en déduire un optimum. Nous avons donc réalisé pour

chaque teneur en fibres ( $W=0.2\%$ ,  $W=0.4\%$ ,  $W=0.6\%$  et  $W=0.8\%$ ), quatre gâchées de 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  $E/C$  constant fixé à 0,54.

Constituants du 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	31.34
Gravier 3/8 (kg)	3.50	3.19	2.87	2.38
Gravier 8/15 (kg)	29.26	26.70	24.03	20
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	6.20
Fluidifiant (0.05% du poids de ciment en ml)	5.7	5.7	5.7	5.7

Tableau 2-6: Masses des différents constituants pour une gâchée de 30 litres de béton.

Les fibres (Fig. 2-34) sont en forme de spirale de diamètre d'enroulement d'environ 8mm et de longueur 30 à 50mm. Le filament de la fibre est de section droite rectangulaire de  $1 \times 3 \text{ mm}^2$ .

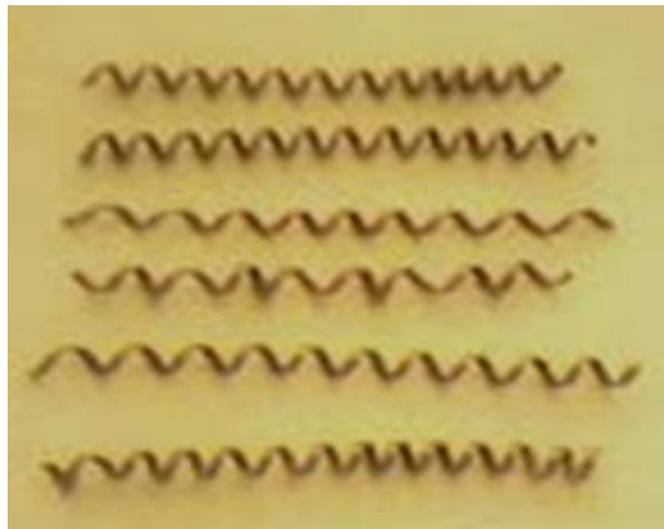


Figure 2-34: Fibres utilisées.

La masse des fractions volumiques des fibres ajoutées à une gâchée de 30 litres de béton, est donnée dans le tableau 2-7.

Fractions volumiques des fibres W%	0.2%	0.4%	0.6%	0.8%
Masse en kg	0.472	0.944	1.416	1.888

Tableau 2-7: Masse des différentes teneurs en fibres pour 30 litres de béton.

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 nous déclenchons le chronomètre. Lorsque le béton frais, qui s'écoule dans le deuxième compartiment, atteint le repère fixe gravé dans la plaque extrême (Fig. 2-35), nous arrêtons l'essai et mesurons le temps écoulé.

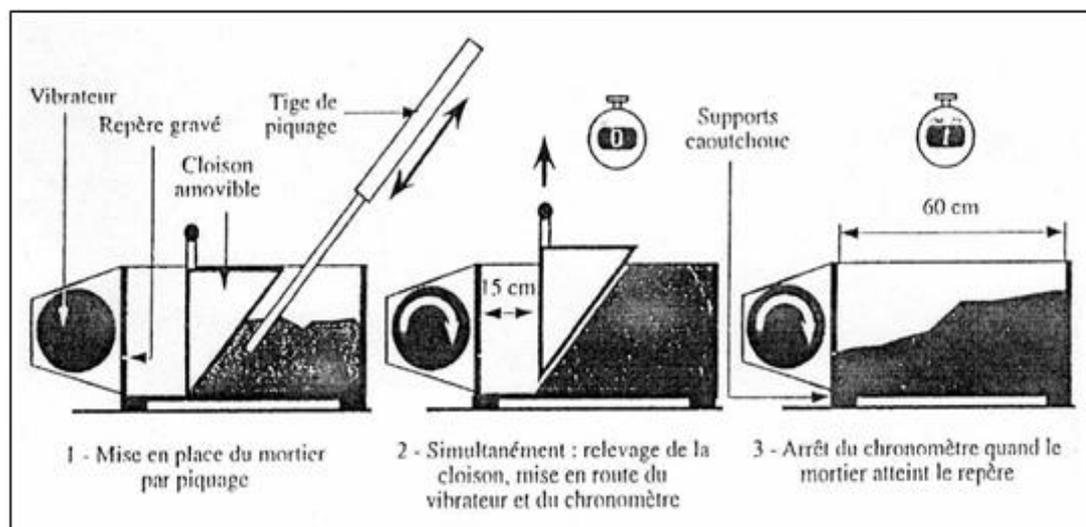


Figure 2-35: Phases successives de l'essai de maniabilité.

Une fois l'essai terminé, nous traçons les courbes de maniabilité caractérisées par la variation du temps d'écoulement «  $t$  » du béton fibré en fonction du rapport  $S/G$  (sable/graviers) pour chaque teneur en fibres.

## II.3. Résultats et discussions

### II.3.1. Résultats

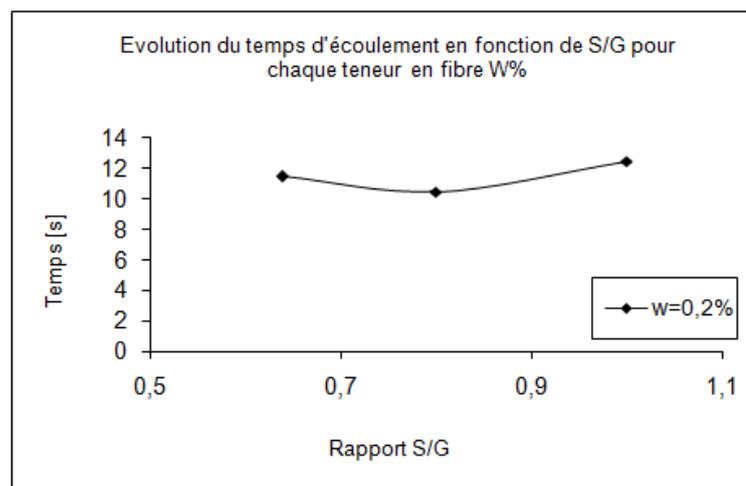
Les valeurs du temps d'écoulement du béton de fibres pour chaque rapport  $S/G$  et pour chaque teneur en fibres sont regroupées dans le tableau 2-8.

Rapport $S/G$	Temps d'écoulement du béton fibré [s]			
	W%			
	0.2	0.4	0.6	0.8
0.64	11,5	x	19	15,49
0.80	10,5	12,6	15,7	14,32
1.00	12,5	11,8	12,7	14
1.40	x	16,8	17	16,42

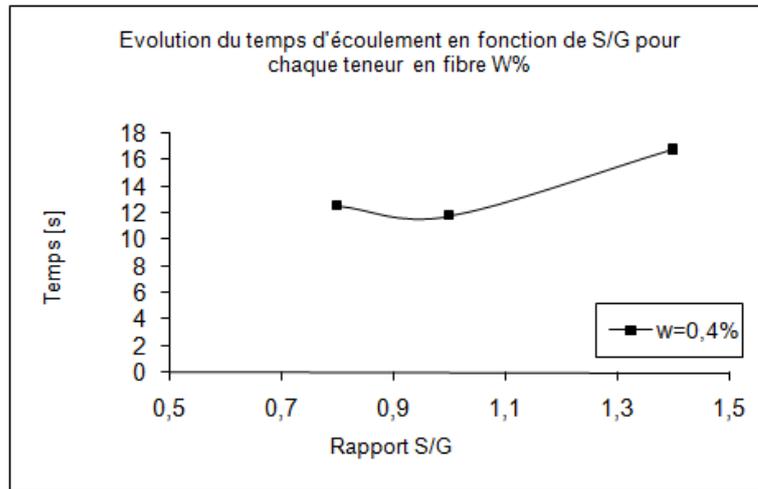
Tableau 2-8: Temps d'écoulement du béton en fonction du rapport  $S/G$  pour les différentes teneurs en fibres.

### II.3.2. Discussions

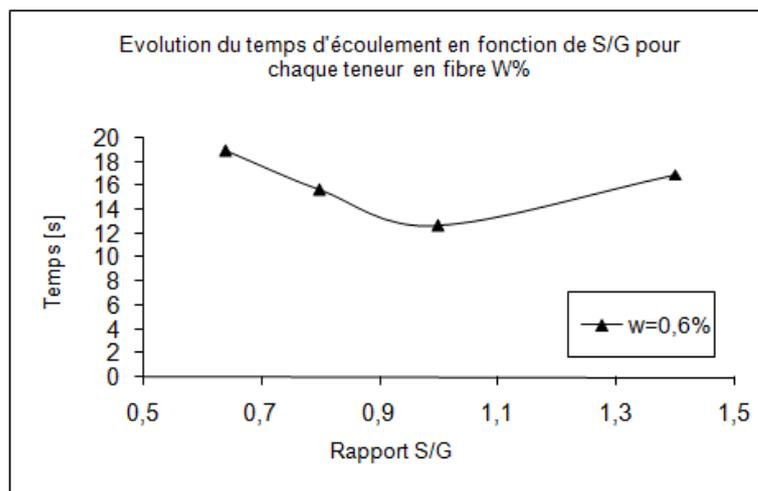
Les résultats de l'essai de maniabilité sont présentés sur la courbe (Fig. 2-36) donnant la variation du temps d'écoulement en fonction du rapport  $S/G$ . Nous constatons que le rapport  $S/G$  optimum est de 0.8 pour le pourcentage en fibres de 0.2% et de 1 pour les autres pourcentages. Les temps d'écoulement correspondant à ces optimums sont compris entre 10 et 15 secondes. Ces temps minima correspondent à la plage des optimums recommandés par le L.C.P.C. 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.



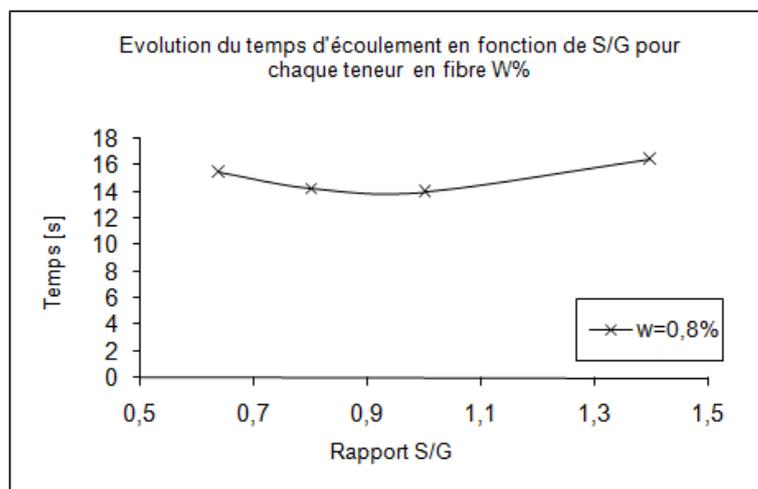
a- Evolution du temps d'écoulement en fonction du rapport  $S/G$  pour  $W = 0,2\%$ .



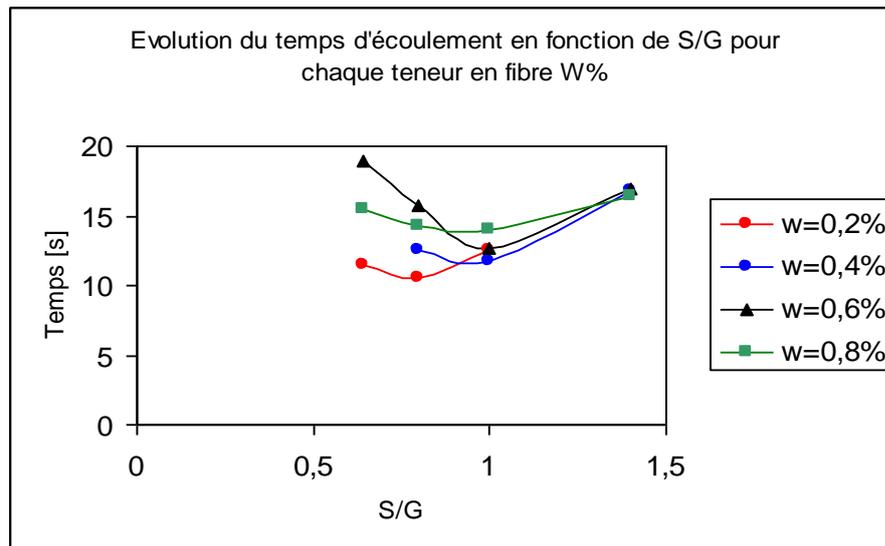
b- Evolution du temps d'écoulement en fonction du rapport S/G pour  $W = 0,4\%$ .



c- Evolution du temps d'écoulement en fonction du rapport S/G pour  $W = 0,6\%$ .



d- Evolution du temps d'écoulement en fonction du rapport S/G pour  $W = 0,8\%$ .



e- Superposition des courbes donnant l'évolution du temps d'écoulement en fonction du rapport  $S/G$ .

Figure 2-36: Evolution du temps d'écoulement en fonction du rapport  $S/G$  pour chaque pourcentage de fibres  $W\%$ .

### III. Etude de l'influence de la teneur en fibres sur la maniabilité du béton

La courbe (Fig. 2-37) donnant l'évolution du temps d'écoulement en fonction de la teneur en fibres pour les différents rapports  $S/G$  est déduite de la courbe (Fig. 2-36) donnant l'évolution du temps d'écoulement en fonction du rapport  $S/G$  pour chaque pourcentage de fibres  $W\%$ . Les valeurs du temps d'écoulement du béton en fonction de la teneur en fibres pour les différents rapports  $S/G$  sont données dans le tableau 2-9.

Teneur en fibres $W\%$	Rapport $S/G$			
	0,64	0,8	1	1,4
Temps d'écoulement du béton fibré [s]				
0,2	11,5	10,5	12,5	x
0,4	x	12,6	11,8	16,8
0,6	19	15,7	12,7	17
0,8	15,49	14,32	14	16,42

Tableau 2-9: Temps d'écoulement du béton en fonction de  $W\%$  pour les différents rapports  $S/G$ .

Cette figure montre que:

- Pour  $S/G = 0.64$  et  $S/G = 0.8$  nous avons la même allure de la variation du temps d'écoulement du béton en fonction de  $W\%$ ; d'abord une croissance nette du temps d'écoulement du béton renforcé de fibres puis une décroissance. Notons, cependant, que la croissance du temps d'écoulement du béton est plus rapide pour le béton à  $S/G = 0.64$  que pour le béton à  $S/G = 0.8$ .

- Pour  $S/G = 1$  nous avons une faible décroissance puis une croissance relativement lente du temps d'écoulement en fonction de  $W\%$ . Sur cette courbe tous les temps d'écoulement du béton sont minimums sauf pour la teneur  $W=0.2\%$ , ce qui apparait aussi sur la figure 2-39.

- Pour  $S/G = 1.4$ , le temps d'écoulement du béton est quasiment constant pour les différentes fractions volumiques de fibres  $W\%$ . Notons aussi qu'il est supérieur aux temps obtenus avec les autres rapports  $S/G$ .

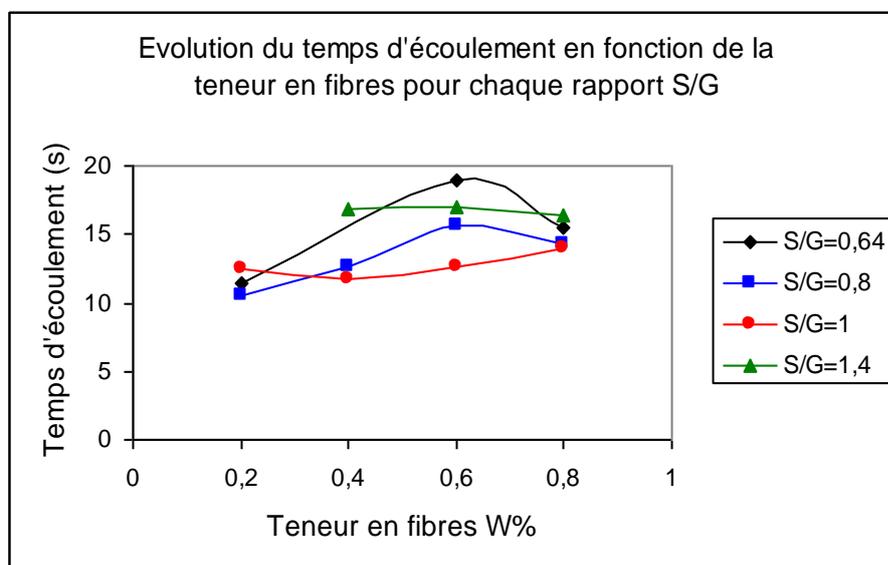


Figure 2-37: Courbes donnant la variation du temps d'écoulement en fonction de la teneur en fibre  $W\%$ .

Sur la courbe (Fig. 2-37) 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. 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. Ce résultat a été aussi donné par BOURAS et al [BOUR. 06].

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  $S/G$  (Fig. 2-37 et 2-38). Ceci apparait 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  $W\%$ . Nous pouvons 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  $S/G$  (tableau 2-10) 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; nous pouvons dire qu'on se rapproche du comportement du béton auto plaçant.

$S/G$ \ $W\%$	$F/S$			
	0.2	0.4	0.6	0.8
0.64	0.023	0.045	0.067	0.089
0.80	0.019	0.039	0.059	0.078
1.00	0.017	0.035	0.052	0.07
1.40	0.015	0.03	0.045	0.06

Tableau 2-10 : Volume relatif de fibres par rapport au volume du sable ( $F/S$ ).

Comme nous l'avons déjà observé sur la figure 2-37, la variation du temps d'écoulement avec l'augmentation de la fraction volumique de fibres  $W\%$  est plus lente avec l'augmentation du rapport  $S/G$ . Ceci est illustré sur la figure 2-38 qui montre la sensibilité de l'accroissement du temps d'écoulement du béton à la variation du rapport  $S/G$ . Cette sensibilité ou « vitesse » est matérialisée par les pentes  $\Delta t/\Delta W\%$  (tableau 2-11) des droites de lissage des courbes donnant la variation du temps d'écoulement en fonction de la teneur en fibre  $W\%$  pour chaque rapport

$S/G$  (Fig. 2-37). Nous constatons que plus le rapport  $S/G$  augmente plus la pente  $\Delta t / \Delta W\%$  diminue. Pour  $S/G = 1.4$  la pente est très faible, ce qui signifie que le temps d'écoulement du béton varie très peu avec l'augmentation de la fraction volumique de fibres  $W\%$ .

Rapport $S/G$	$\Delta t / \Delta W\%$
0,64	8,38
0,80	7,28
1,00	2,7
1,40	-0,95

Tableau 2-11: Accroissements du temps d'écoulement du béton avec les différentes teneurs en fibres  $W\%$  en fonction du rapport  $S/G$ .

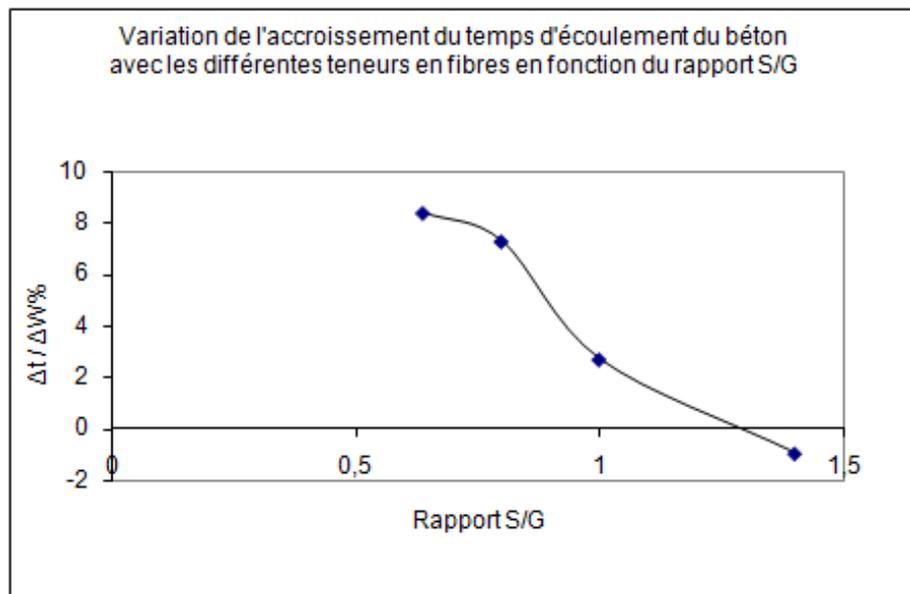


Figure 2-38: Variation de l'accroissement du temps d'écoulement du béton avec les différentes teneurs en fibres en fonction du rapport  $S/G$ .

Notons enfin que la valeur du temps d'écoulement optimum (minimum) du béton fibré augmente, elle aussi, avec l'augmentation de la teneur en fibres  $W\%$ . Ceci est illustré sur la figure 2-39 qui regroupe les temps minimums d'écoulement (tableau 2-12) tirés de la figure 2-37 (le temps d'écoulement du béton à  $W=0.2\%$  correspond à  $S/G=0.8$  et les autres à  $S/G=1$ ).

W%	Temps d'écoulement optimum [s]
0,2	10,5
0,4	11,8
0,6	12,7
0,8	14

Tableau 2-12: Temps d'écoulement minimum en fonction de la teneur en fibre W%.

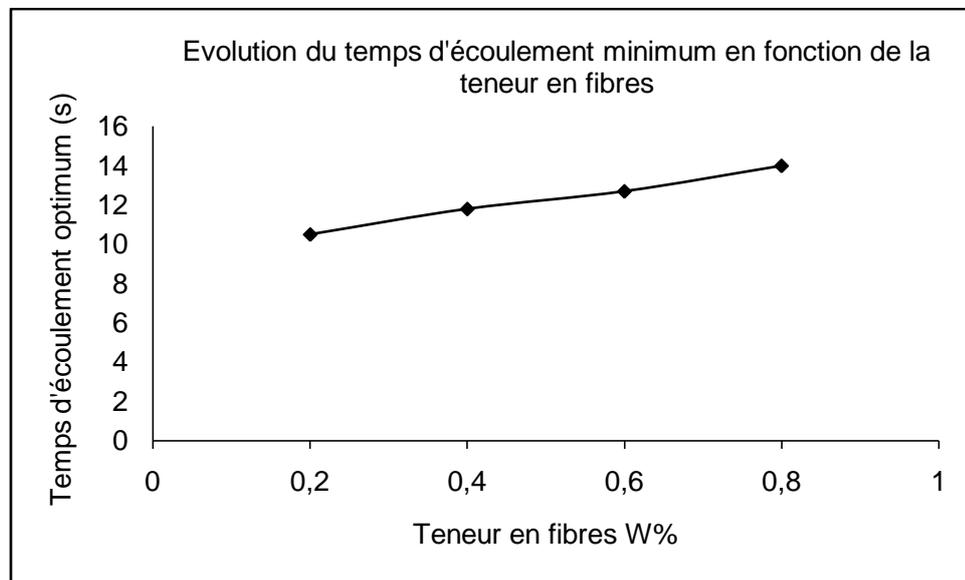


Figure 2-39: Variation du temps d'écoulement minimum en fonction de la teneur en fibre W%.

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 œuvre 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 car leur âme n'est remplie, dans le meilleur des cas, que par le sable et la pâte cimentaire.

#### IV. Conclusion

Cette étape nous a permis de fixer les rapports  $S/G$  assurant une meilleure maniabilité pour les différentes teneurs en fibres retenues pour cette étude. Comme illustré sur la figure 2-39, les rapports  $S/G=0.8$  et 1 donnent des temps d'écoulements optimums très proches pour les différentes compositions de béton. Nous retiendrons

donc  $S/G=0.8$  et  $S/G=1$  pour les six teneurs en fibres, objet de notre étude. Les deux compositions optimisées pour  $1\text{m}^3$  de béton sont données dans le tableau 2-6.

L'étude de l'influence de la teneur en fibres sur l'ouvrabilité du béton a révélé que le temps d'écoulement optimum du béton et le rapport  $S/G$  optimum croissent avec l'augmentation du pourcentage de fibres et qu'au-delà d'une certaine valeur du rapport sable/gravier, en l'occurrence ici  $S/G = 1,4$ , la teneur en fibres n'a pratiquement pas d'influence sur le temps d'écoulement.

## **2.3-CARACTERISATION MECANIQUE DU BETON DE FIBRES**

### **2.3.1-CARACTERISATION PAR L'ESSAI DE TRACTION DIRECTE**

#### **I. Introduction**

L'essai de traction directe permet d'accéder directement aux caractéristiques mécaniques du matériau. Vue la complexité de sa mise en œuvre, les caractéristiques de traction sont souvent déterminées indirectement en utilisant les résultats des essais de compression simple [THO.85, REG.91], de flexion [ZHA. 91] ou de fendage [NAR.81].

Il s'agit de réaliser des essais de traction directe sur des éprouvettes en béton de fibres métalliques. Ce béton, de composition optimale déterminée préalablement par l'essai de maniabilité, est obtenu par l'ajout de déchets d'usinage métalliques (copeaux d'usinage). Ces essais ont essentiellement pour but l'étude du comportement mécanique en traction du béton fibré et la détermination de ses caractéristiques mécaniques de traction.

Cette étude est menée sur des éprouvettes en haltères de section carrée ( $90 \times 90 \text{ mm}^2$ ) et de longueur utile égale à 100mm. Les six teneurs en fibres retenues ( $W=0.4\%$ ,  $W=0.6\%$ ,  $W=0.8\%$ ,  $W=1\%$ ,  $W=1.2\%$  et  $W=1.5\%$  avec  $W$ , fraction volumique des fibres ajoutées) sont incorporées dans une matrice en béton. Deux compositions de base, un béton de rapport sable sur gravier ( $S/G$ ) égal à 0.8 et un autre de rapport 1, constituent la matrice. Deux bétons témoins (*B.T.*) de même composition que cette dernière sont élaborés pour servir de référence.

## II. Procédure expérimentale

### II.1. Eprouvettes

#### II.1.a. Géométrie des éprouvettes

Les éprouvettes utilisées sont des éprouvettes en haltères de section droite  $90 \times 90 \text{ mm}^2$  et de longueur utile 100 mm (Fig.2-40). Ces dimensions sont fixées conformément à la recommandation qui stipule qu'elles doivent être supérieures à cinq fois la dimension du plus gros granulat. Elles sont munies d'une entaille en forme de U de 5 mm de profondeur sur 5 mm d'ouverture avec une légère dépouille sur les flancs pour faciliter leur décoffrage. Cette entaille réduit légèrement la section résistante de l'éprouvette ce qui permet de localiser la rupture à cet endroit. La forme en U est retenue car elle est facile à obtenir par coffrage. En l'absence de cette entaille, la rupture intervient le plus souvent aux extrémités de la longueur utile, à l'intersection de la partie centrale et des surfaces d'appui de l'éprouvette sur les mors du dispositif.

Une forme en V des entailles peut être aussi envisagée mais elle présente l'inconvénient de laisser des bavures après le décoffrage des éprouvettes. En effet, à l'intersection de deux entailles consécutives, aux quatre coins de la section droite de l'éprouvette, nous avons toujours des bavures importantes et difficiles à enlever. L'entaille pourrait également être obtenue par sciage, à condition de disposer d'une tronçonneuse et d'un disque diamanté.

La profondeur d'entaille est fixée à 5mm pour deux raisons essentielles:

- La réduction de la section résistante de l'éprouvette (section de référence  $90 \times 90 \text{ mm}^2$ ) doit être la plus faible possible.
- La profondeur doit être compatible avec les moyens de réalisation. En dessous de 5mm de profondeur, l'empreinte de l'entaille est difficile à réaliser avec les moyens dont nous disposons.

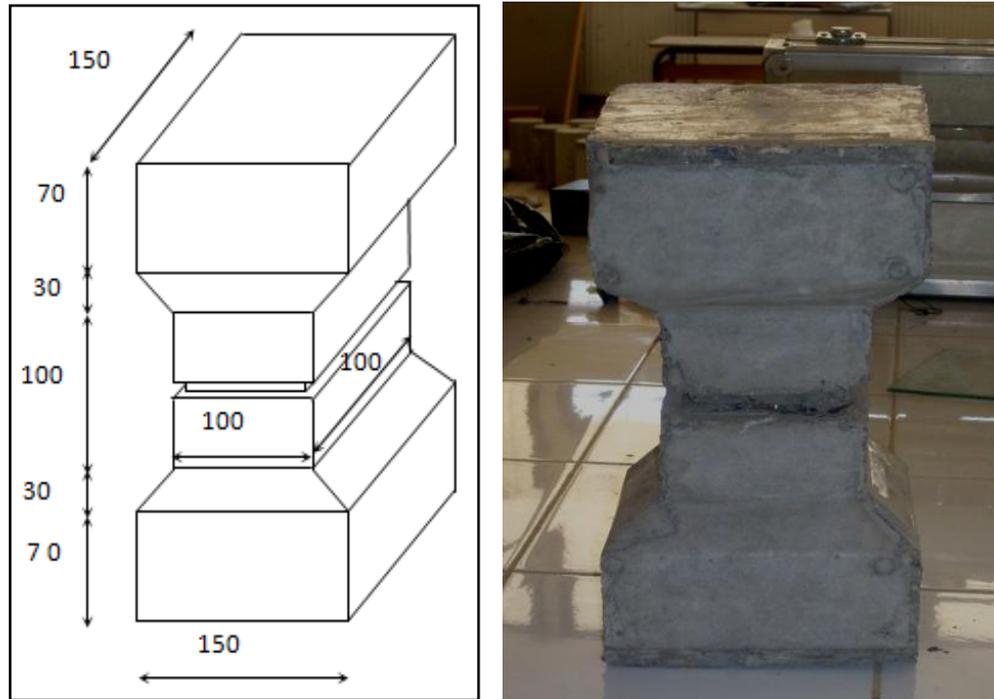


Figure 2-40 : Forme et dimensions des éprouvettes.

### II.1.b. Composition des éprouvettes

La composition de la matrice en béton et la teneur en copeaux pour le volume d'une éprouvette sont données dans les tableaux 2-13 et 2-14 ci - dessous.

Constituants du béton pour le volume d'une éprouvette.	Rapport $S/G = 0.8$	Rapport $S/G=1$
Sable 0/3 (kg)	4,385	4,931
Gravier 3/8 (kg)	0,585	0,526
Gravier 8/15 (kg)	4,895	4,405
Ciment CPJ CEM II/A 42,5 (C) (kg)	2,09	2,09
Eau (E) (kg)	1,135	1,135
Fluidifiant (ml)	1,045	1,045

Tableau 2-13: Constituants du béton pour le volume d'une éprouvette.

$W\%$ pour le volume d'une éprouvette	0,2	0,4	0,6	0,8	1	1,2	1,5
Masses en g	87,45	173,25	260,15	345,95	437,25	524,7	655,87

 Tableau 2-14: Poids des fractions volumiques de copeaux ( $W\%$ ) pour le volume d'une éprouvette.

## II.1.c. Confection des éprouvettes

### II.1.c.1. Réalisation des moules

La confection des éprouvettes a nécessité la réalisation de moules métalliques (Fig. 2-41). Ces moules sont composés d'un châssis (1), de deux parois longitudinales (2) et de deux parois transversales (3). Ces parois, assemblées au châssis à l'aide des vis (4), s'emboîtent entre elles aux quatre coins du moule pour lui assurer une bonne étanchéité. L'empreinte des entailles est donnée par les barreaux (5) de section carrée 5X5 mm<sup>2</sup> soudés sur les parois du moule. Ces barreaux, à arêtes arrondies, sont munis d'une légère dépouille sur les flancs pour faciliter le décoffrage des éprouvettes.

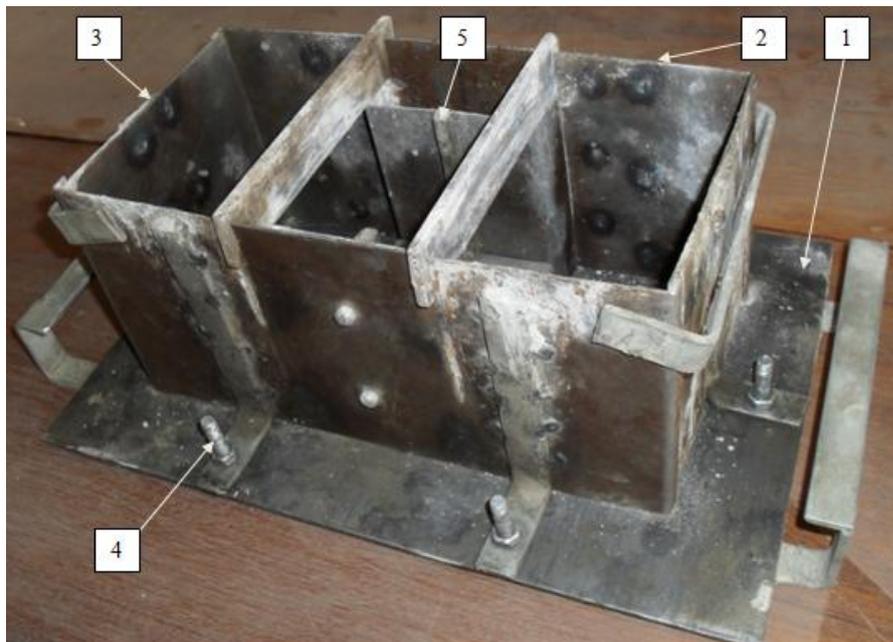


Figure 2-41 : Forme des moules métalliques.

### II.1.c.2. Mode opératoire

La préparation du mélange se fait en respectant soigneusement la procédure suivante :

- Peser le sable, les granulats (lavés puis séchés), l'eau et le ciment,
- Introduire le sable, le ciment et les graviers dans le malaxeur. Le tout est ensuite malaxé pendant 60 secondes,

- Verser l'eau puis malaxer pendant 40 secondes,
- Introduire les fibres par petites quantités pour éviter la formation d'oursins ou « pelotes ». A chaque ajout, malaxer pendant 10 secondes,
- Verser le plastifiant pendant le malaxage qui dure 30 secondes.
- Remplir les moules,
- Poser les moules remplis sur la table vibrante et les faire vibrer à faible amplitude pour évacuer les bulles d'air et éviter la formation de cavités dans le béton frais,

Après 24 heures, les éprouvettes sont démoulées. Elles sont ensuite soumises, durant une semaine, à une cure sous chiffons maintenus humidifiés. Elles séjournent dans les conditions ambiantes du laboratoire (température de l'ordre de 20°C) pendant 28 jours. Ce délai de 28 jours, appelé âge de cure du béton, est le temps au bout duquel le béton atteint 90% de sa résistance maximale à la compression. Cette résistance est appelée résistance caractéristique.

### **II.1.d. Montage des éprouvettes**

Les éprouvettes sont calées à l'intérieur du dispositif sur les appuis en coins comme on le voit sur la figure 2-43. Cette figure illustre un essai de traction en cours d'exécution où sont montrés l'éprouvette et le dispositif de fixation montés sur la machine de traction. Lors du calage de l'éprouvette il convient de régler la coïncidence de son axe avec celui de la machine à l'aide des butées prévues à cet effet.

### **II.2. Conditions d'essai**

Après avoir caractérisé les fibres à la résistance mécanique et à l'arrachement et optimisé la composition du béton, nous effectuons les essais de traction directe sur les éprouvettes, de 28 jours d'âge, en béton de fibres à  $W=0.4\%$ ,  $W=0.6\%$ ,  $W=0.8\%$ ,  $W=1\%$ ,  $W=1.2\%$  et  $W=1.5\%$  sous une vitesse de chargement de 0.05mm/min. Trois essais sont effectués pour chaque fraction volumique de fibres et pour le béton témoin. Les essais de traction directe sont réalisés sur une machine de traction de marque « IBERTEST », de capacité 200 kN, pilotée par ordinateur (Fig. 2-42).



Figure 2-42 : Machine de traction  
« IBERTEST ».



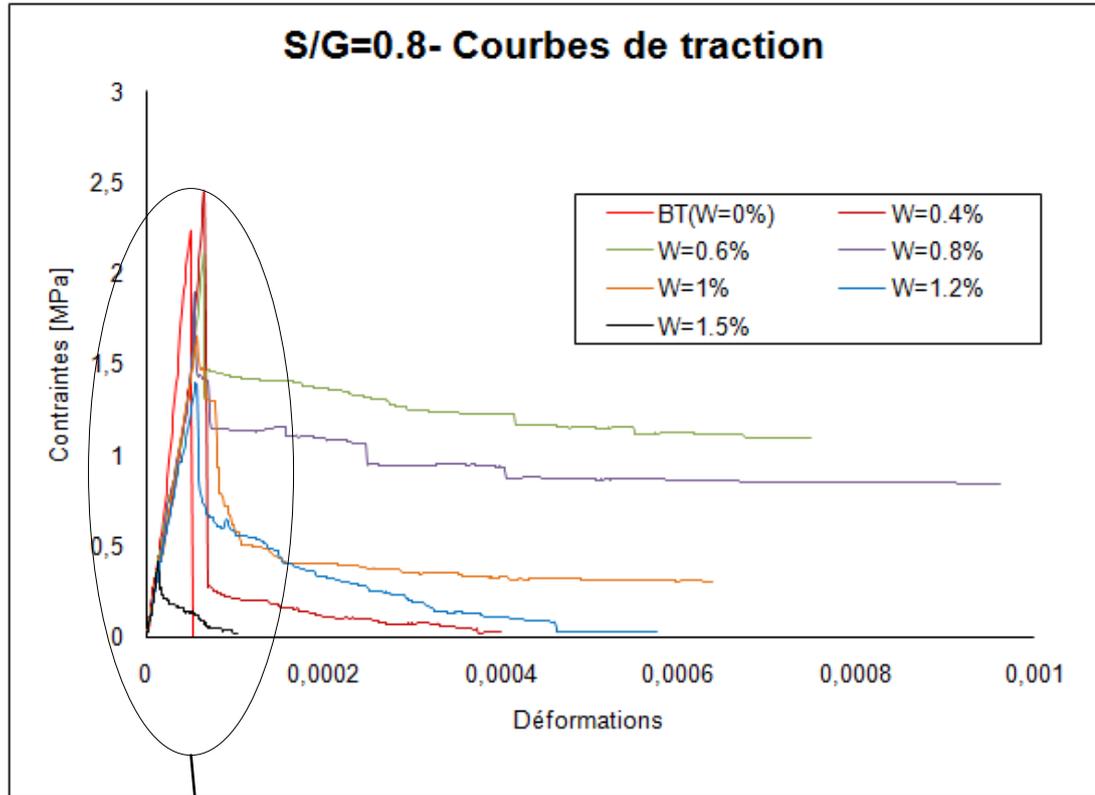
Figure 2-43 : Essai de traction  
en cours d'exécution.

### III. Résultats et discussions

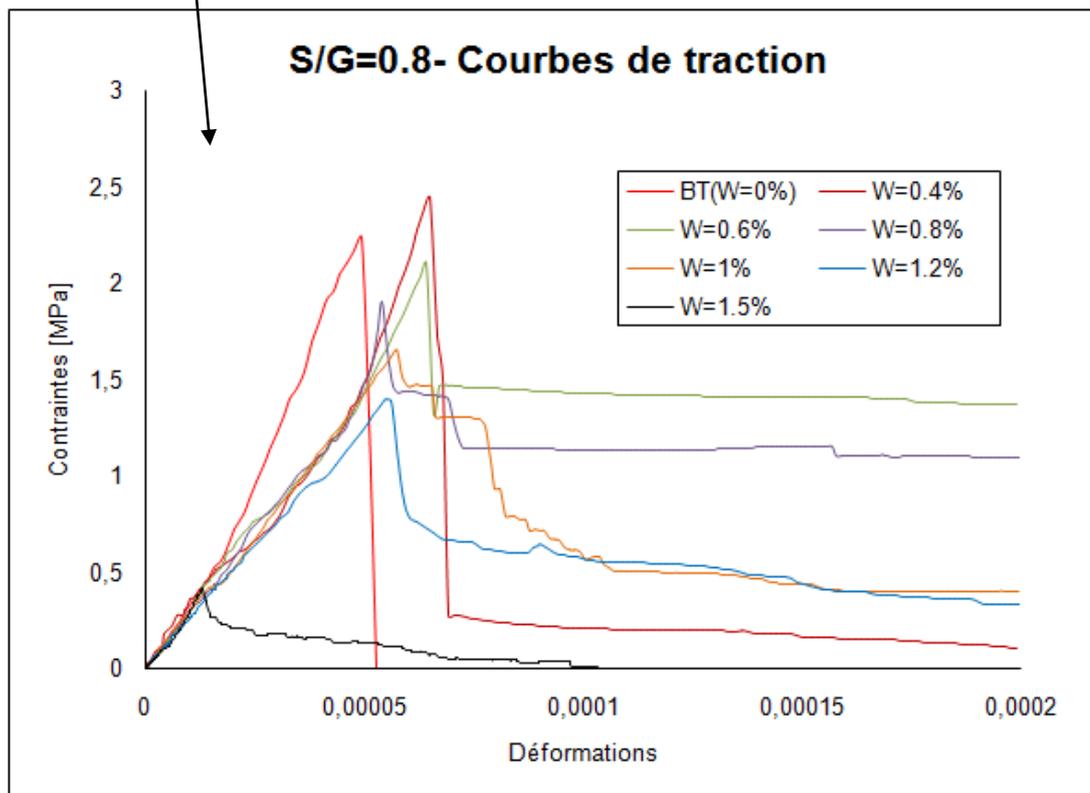
#### III.1. Comportement en traction du béton renforcé de fibres

L'examen de l'allure des courbes de traction obtenues (Fig. 2-44) montre que pour les bétons témoins la contrainte varie de façon quasi-linéaire, avec les déformations, jusqu'à la résistance à la rupture  $\sigma_{cp}$  (point B). Dès que ce seuil est atteint, la contrainte chute brusquement jusqu'à s'annuler. Pour le béton renforcé avec des copeaux, la contrainte augmente avec la déformation jusqu'à la contrainte de début de fissuration de la matrice  $\sigma_c$  (point A). A partir de ce point, selon la teneur en fibres, l'augmentation de la contrainte est ralentie de façon plus ou moins prononcée, puis elle reprend jusqu'à atteindre la résistance à la rupture de la matrice  $\sigma_{cp}$  (point B). Une fois que la résistance à la rupture de la matrice en béton  $\sigma_{cp}$  est atteinte, la contrainte chute brusquement puis se stabilise à une certaine valeur correspondant à la contrainte résiduelle  $\sigma_{rés}$  (point C) jusqu'à la rupture complète de l'éprouvette (point D). Globalement nous constatons que la contrainte de début de fissuration  $\sigma_c$  et la déformation correspondante  $\epsilon_c$  diminuent avec l'augmentation de la fraction volumique des fibres alors que la résistance à la rupture  $\sigma_{cp}$  et la déformation correspondante  $\epsilon_{cp}$  ainsi que la contrainte résiduelle  $\sigma_{rés}$  augmentent puis

diminuent avec l'augmentation de la teneur en fibres. L'allure des courbes de traction obtenues est identique à celle donnée par T.Y. LIM [Lim 87].



Courbes complètes.



Zoom sur le domaine efficace.

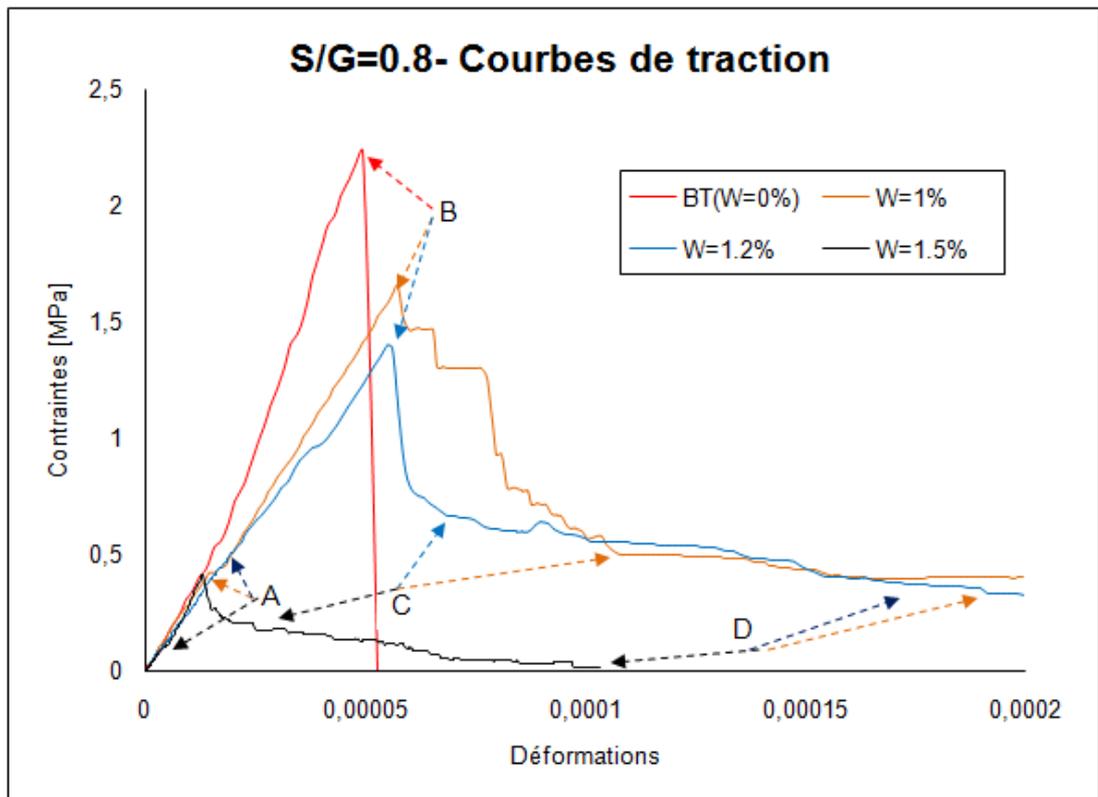
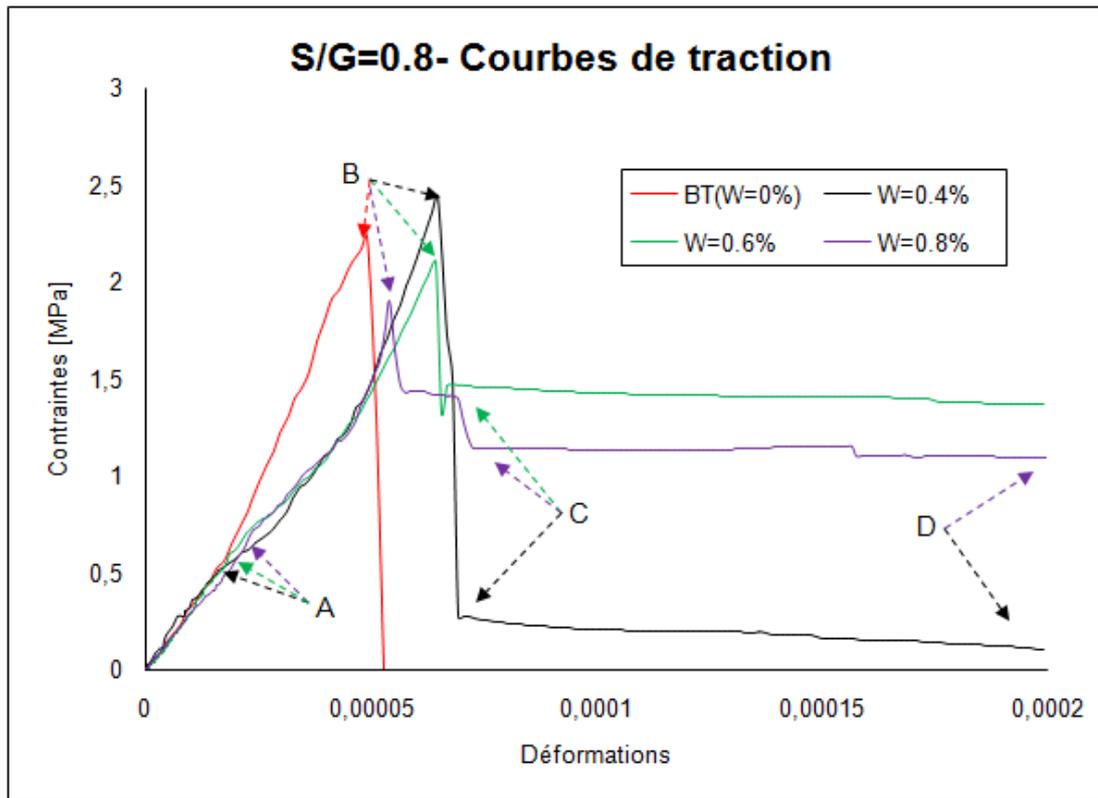
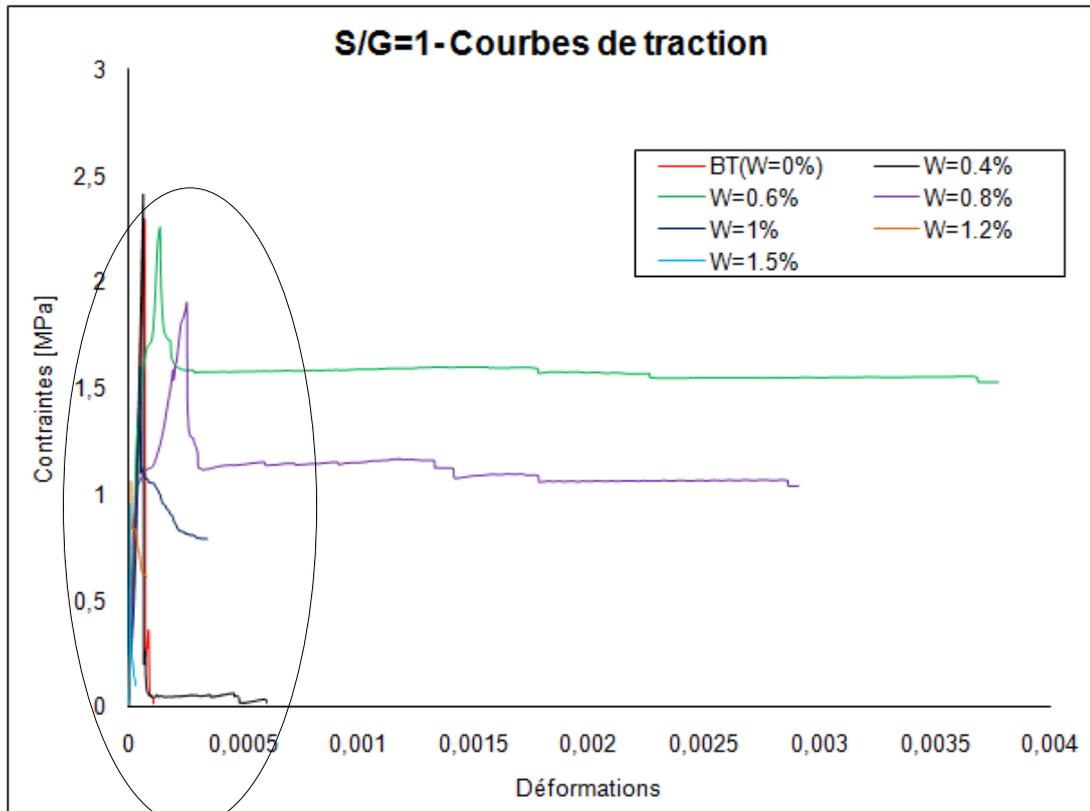
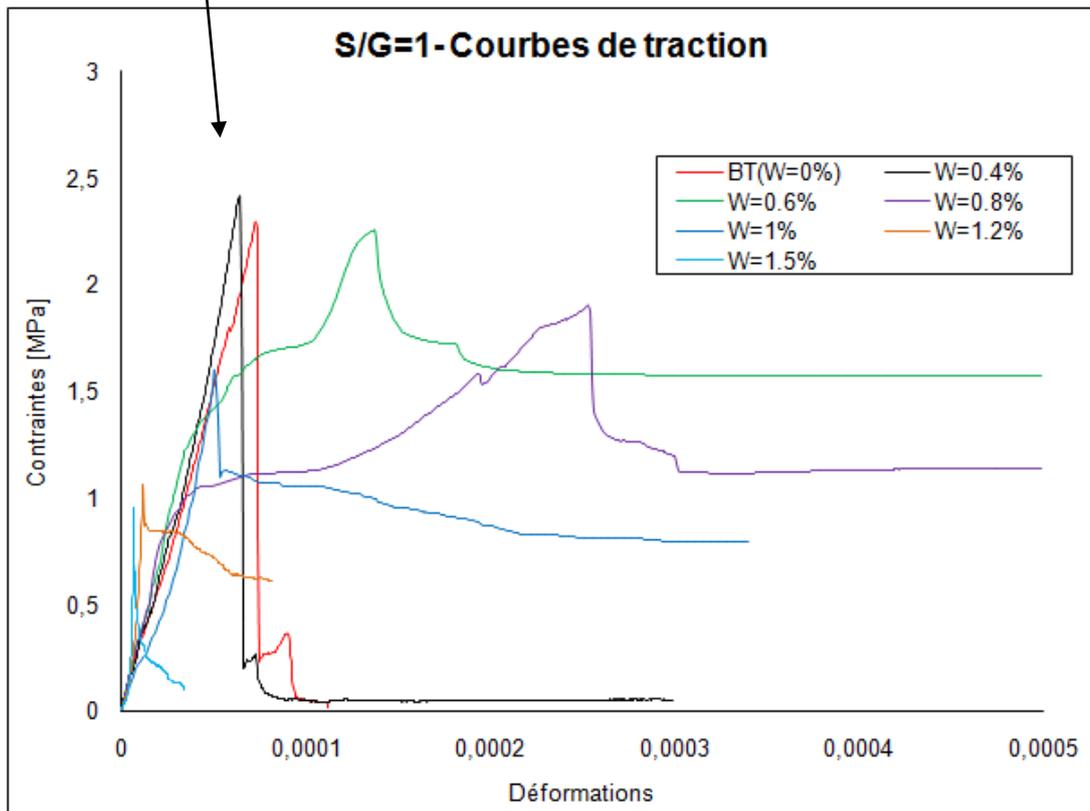


Figure 2-44a: Courbes contraintes-déformations en traction (béton de rapport  $S/G=0.8$ ).



Courbes complètes.



Zoom sur le domaine efficace.

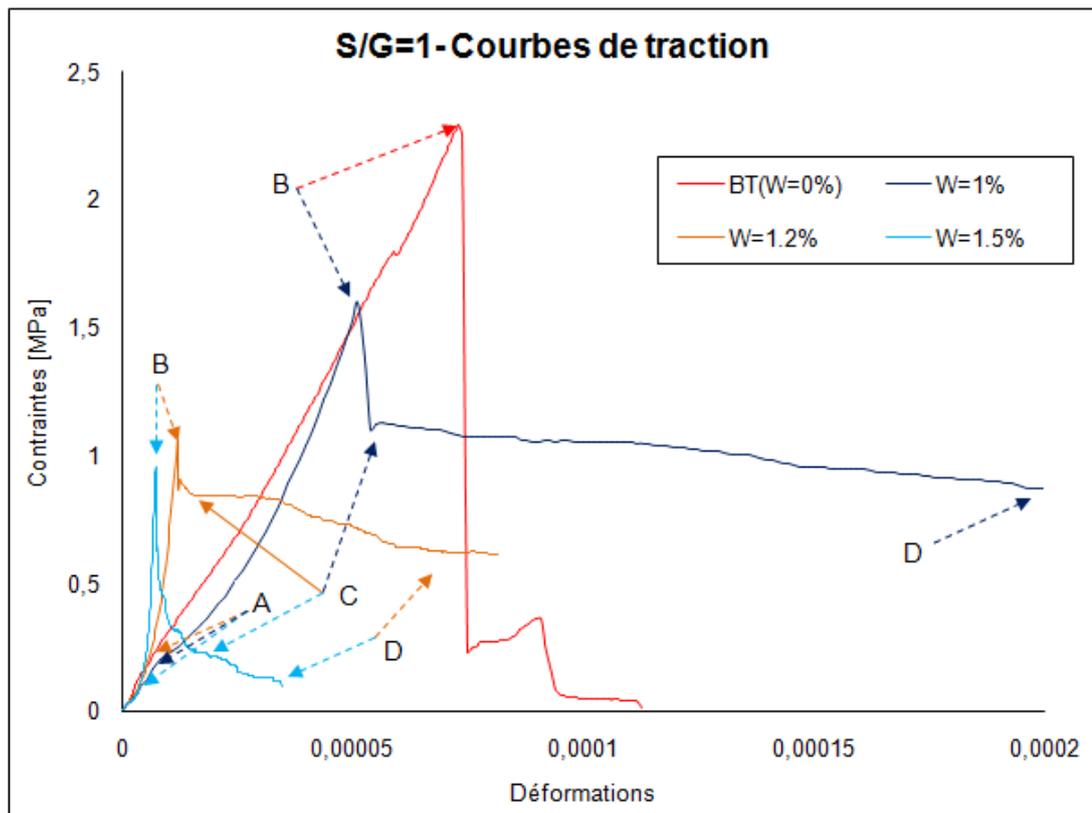
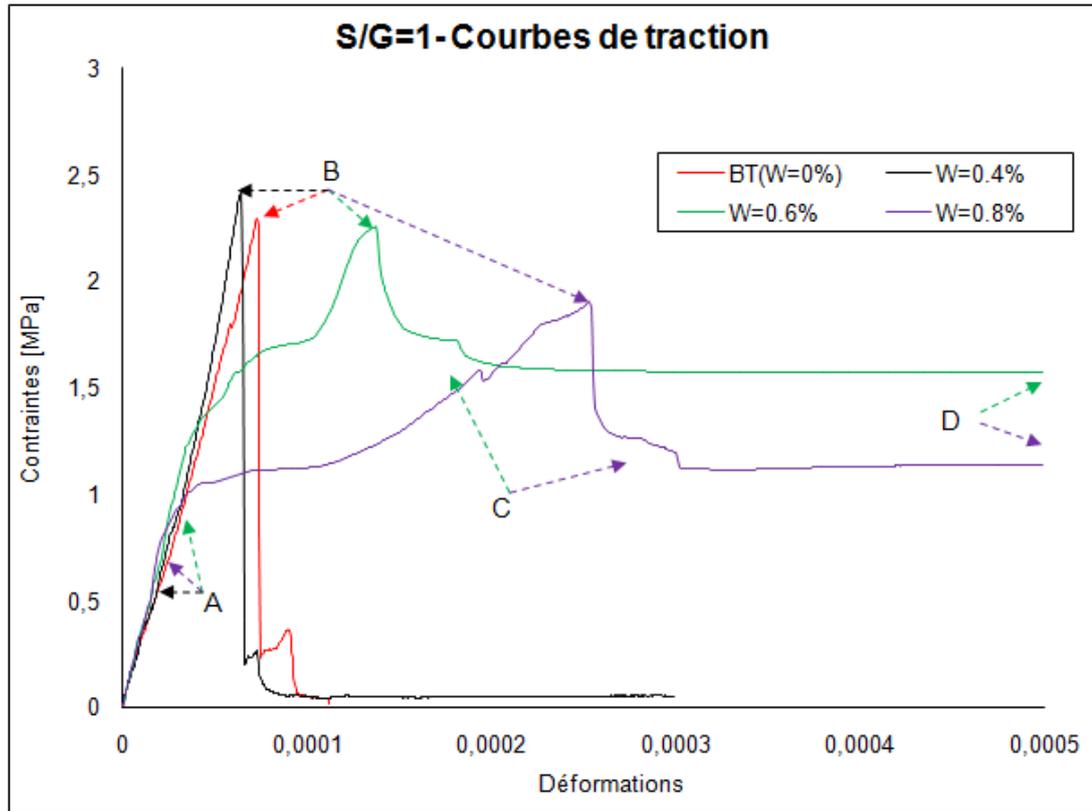


Figure 2-44b: Courbes contraintes-déformations en traction (béton de rapport  $S/G=1$ )

Figure 2-44 : Courbes contraintes - déformations en traction.

Pour le béton avec un rapport sable sur gravier égal à 1 ( $S/G=1$ ), les résultats obtenus (tableau 2-15) montrent que l'ajout des fibres améliore sensiblement la rigidité (bétons à 0.4%, 0.6%, 0.8% de fibres) et confère une ductilité significative au matériau (bétons à 0.6%, 0.8%, 1% de fibres) par rapport au béton sans fibres, cela a été mis en évidence aussi dans [BOUA.02]. La valeur de la contrainte résiduelle ( $\sigma_{res}$ ) après fissuration de la matrice en béton est d'environ 50 à 65% de celle de la résistance du béton seul pour le béton à 0.6 %, 0.8% et 1% de fibres alors que pour les autres teneurs en fibres elle n'en représente qu'environ 10 à 35%. En ce qui concerne la résistance du composite ( $\sigma_{cp}$ ), elle est à peu près équivalente à celle du béton témoin pour les teneurs en fibres allant de 0.4% à 0.8% mais enregistre une baisse significative pour les fractions volumiques de fibres supérieures. La même tendance est observée aussi pour le module de Young ( $E$ ), à savoir un accroissement avoisinant les 20% pour le béton à 0.6% et 0.8% de fibres et une décroissance à partir de  $W=1\%$ . La déformation à la rupture qui matérialise, avec la contrainte résiduelle, l'apport en ductilité augmente de 4 à 50 fois pour les bétons contenant 0.4 à 1% de fibres par rapport au béton témoin. Au-delà de 1% de fibres elle a plutôt tendance à diminuer. Notons enfin que la contrainte de début de fissuration ( $\sigma_c$ ) et la déformation correspondante ( $\varepsilon_c$ ) diminuent avec l'augmentation de la teneur en fibres.

$W\%$	$S/G=1$						
	$\sigma_c$ [MPa]	$\varepsilon_c$ $\times 10^{-5}$	$E$ [MPa]	$\sigma_{cp}$ [MPa]	$\varepsilon_{cp}$ $\times 10^{-5}$	$\sigma_{res}$ [MPa]	$\varepsilon_{rup}$ $\times 10^{-5}$
0% (B.T.)	1.73	5.7	29500	2.29	7.3	0	0
$W=0.4\%$	1.11	3.6	32000	2.4	6.4	0.22	59.8
$W=0.6\%$	1.2	3.4	34800	2.25	13.7	1.53	377.6
$W=0.8\%$	0.81	2.25	35400	1.9	25	1.1	291.1
$W=1\%$	0.2	0.83	25000	1.6	5.13	1.09	34.1
$W=1.2\%$	0.11	0.4	26000	1.06	1.2	0.83	8.17
$W=1.5\%$	0.03	0.14	27000	0.95	0.73	0.32	3.5

Tableau 2-15 : Caractéristiques mécaniques mesurées pour le béton à  $S/G=1$ .

Les résultats consignés dans les tableaux 2-15 et 2-16 correspondent à la moyenne arithmétique des résultats de trois essais pour chaque fraction volumique de fibres et pour le béton témoin.

Avec:

- $\sigma_{cp}$  : contrainte post fissuration maximale,
- $\varepsilon_{cp}$  : déformation à  $\sigma_{cp}$ ,
- $\sigma_c$  : contrainte de début de fissuration,
- $\varepsilon_c$  : déformation à  $\sigma_c$ ,
- $\sigma_{res}$  : contrainte résiduelle
- $\varepsilon_{rup}$  : déformation à rupture.

Comme pour le béton à  $S/G=1$ , les résultats obtenus (tableau 2-16) pour le béton de rapport  $S/G=0.8$ , montrent que l'ajout des copeaux confère une ductilité appréciable au matériau (bétons à 0.6%, 0.8% et 1% de copeaux) et améliore légèrement la résistance du composite à 0.4% de fibres. L'augmentation de la résistance du béton contenant 0.4% de copeaux est de l'ordre de 10% de celle du béton témoin. Les autres teneurs n'apportent pas de gain de résistance, au contraire pour les fractions volumiques de fibres supérieures à 0.8% nous enregistrons une diminution sensible de la valeur de la résistance. En ce qui concerne le module de Young, nous ne constatons pas de changement significatif si ce n'est une baisse de sa valeur pour les teneurs en copeaux supérieures à 1% (bétons à 1.2% et à 1.5% de copeaux). Pour les bétons à 0.6 % et 0.8% de fibres, la valeur de la contrainte résiduelle ( $\sigma_{res}$ ) après fissuration de la matrice est, quant à elle, de l'ordre de 60 à 65% de celle de la résistance du béton seul. Pour les autres teneurs en fibres, elle ne représente qu'environ 10 à 23% de la valeur de la résistance du béton témoin. La déformation à rupture augmente, grosso modo, de 8 à 20 fois par rapport à celle du béton témoin et la contrainte de début de fissuration ( $\sigma_c$ ) ainsi que la déformation correspondante ( $\varepsilon_c$ ) diminuent avec l'augmentation de la teneur en fibres.

$W\%$	$S/G=0.8$						
	$\sigma_c$ [MPa]	$\varepsilon_c$ $\times 10^{-5}$	$E$ [MPa]	$\sigma_{cp}$ [MPa]	$\varepsilon_{cp}$ $\times 10^{-5}$	$\sigma_{res}$ [MPa]	$\varepsilon_{rup}$ $\times 10^{-5}$
0% (B.T.)	0.64	1.89	32900	2.24	4.9	0	0
W=0.4%	0.55	1.87	33100	2.44	6.5	0.28	39.9
W=0.6%	0.53	1.75	30100	2.1	6.4	1.44	74.8
W=0.8%	0.44	1.64	29400	1.9	5.4	1.27	96.1
W=1%	0.42	1.45	29900	1.65	5.7	1.3	63.8
W=1.2%	0.46	1.79	26300	1.4	5.5	0.52	57.4
W=1.5%	0.1	0.32	25300	0.42	1.3	0.22	10.3

Tableau 2-16 : Caractéristiques mécaniques mesurées pour le béton à  $S/G=0.8$ .

*Remarque : du fait de la bonne reproductibilité des essais, nous ne présentons que les courbes d'un essai par fraction volumique des fibres et pour chaque rapport sable sur gravier (S/G). Les valeurs des caractéristiques mécaniques données dans les tableaux 2-15 et 2-16 correspondent à la moyenne arithmétique des résultats de trois essais pour chaque fraction volumique de fibres et pour le béton témoin.*

Deux types de comportements en traction (Fig. 2-44 et Fig. 2-45) sont mis en évidence par ces essais:

- **le type I** : il se caractérise par la présence de deux phases. Une phase linéaire (branche OB des courbes de traction) qui correspond 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 (branche BCD des courbes de traction) dans laquelle nous observons une chute brutale de la contrainte suite à la rupture de la matrice qui a atteint sa contrainte de fissuration. A ce stade les copeaux sont sollicités en traction, ils interviennent en pontant les fissures et en limitant leur ouverture, ce sont eux qui fournissent au matériau sa capacité portante résiduelle. Ils permettent ainsi de retenir les deux blocs de béton. Cette phase se termine par l'aplatissement (branche CD des courbes de traction) de la courbe de traction qui ne s'annule qu'après une déformation relativement importante. Pour le béton à 0.4% de fibres, la valeur de cette déformation est de l'ordre de huit fois celle du béton témoin. Ce comportement est observé pour le béton de rapport S/G=1 contenant 0.4% de copeaux.

- **le type II**: il se caractérise par la présence de trois phases. Une première phase linéaire (branche OA des courbes de traction) qui correspond à un comportement quasi – élastique du matériau. Une deuxième phase (branche AB des courbes de traction) qui commence dès que le matériau atteint sa contrainte de début de fissuration ( $\sigma_c$ ), c'est la phase de multi fissuration. Dans cette phase les fibres assurent une répartition homogène de la microfissuration et empêchent la localisation des déformations donc une fissuration franche du matériau. Les différentes fissures sont cousues par les copeaux qui confèrent au matériau une capacité portante supérieure à la contrainte de fissuration, c'est un phénomène semblable au phénomène d'écrouissage. L'accroissement de la résistance du béton se poursuit jusqu'à la contrainte de post fissuration maximale ( $\sigma_{cp}$ ), à ce stade apparaît une localisation des déformations et le développement d'une macro fissure. Enfin, une

troisième (branche BCD des courbes de traction) durant laquelle la résistance du béton chute progressivement jusqu'à la rupture complète. Cette phase, correspondant à la deuxième phase du type I, caractérise la ductilité apportée au matériau par les copeaux. Ce comportement est observé pour les bétons à 0.6%, 0.8%, 1%, 1.2% et 1.5% de fibres de rapport  $S/G=1$  et les bétons à 0.4%, 0.6%, 0.8%, 1%, 1.2% et 1.5% de fibres de rapport  $S/G=0.8$ . Les déformations à rupture des bétons à 0.6% et 0.8% de fibres sont d'environ 40 à 50 fois celles du béton témoin pour le rapport  $S/G=1$  et 15 à 20 fois pour le rapport  $S/G=0.8$ . Au delà de  $W=1\%$  de copeaux, l'apport en ductilité n'est pas important, ce qui est matérialisé par les faibles valeurs des déformations à rupture et des contraintes résiduelles.

Nous remarquons aussi que :

- la phase de multi fissuration s'allonge avec l'augmentation de la teneur en copeaux. Cela est dû au fait que plus la teneur en fibres est élevée plus le béton a une capacité d'absorption d'énergie plus grande. C'est dans cette phase que s'opère le transfert de charge de la matrice vers les renforts.
- la contrainte de début de fissuration du béton diminue avec l'augmentation de la fraction volumique des fibres. Ceci peut s'expliquer par le fait que l'incorporation de fibres en teneurs plus grandes réduit l'aire de la section travaillante de la matrice.

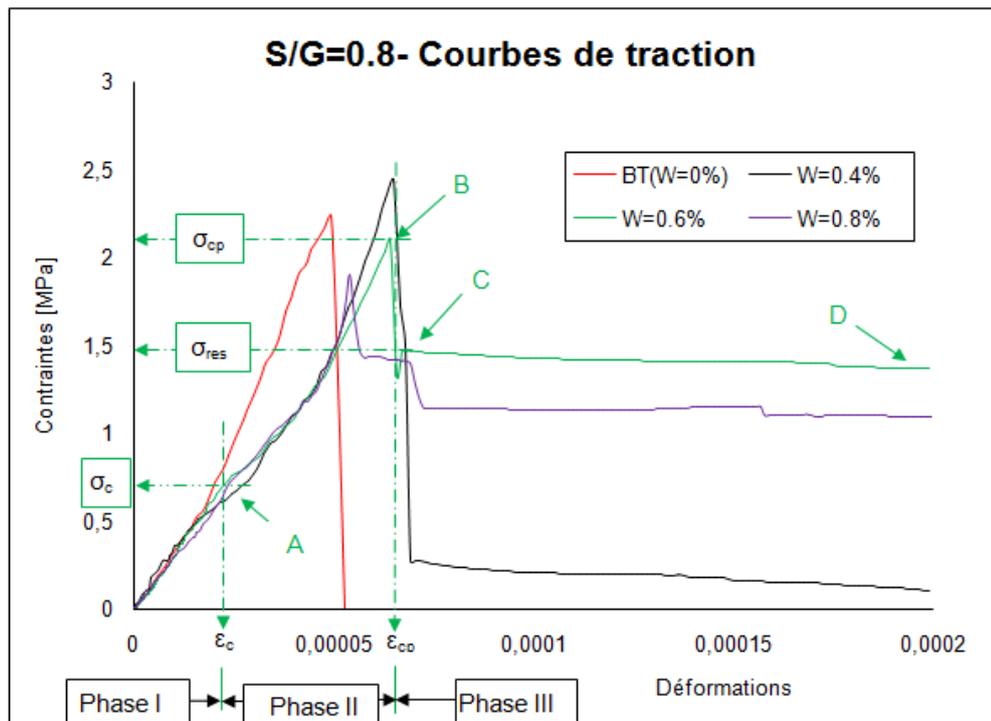


Figure 2-45a : Types de comportements I et II (béton avec un rapport  $S/G=0.8$ ).

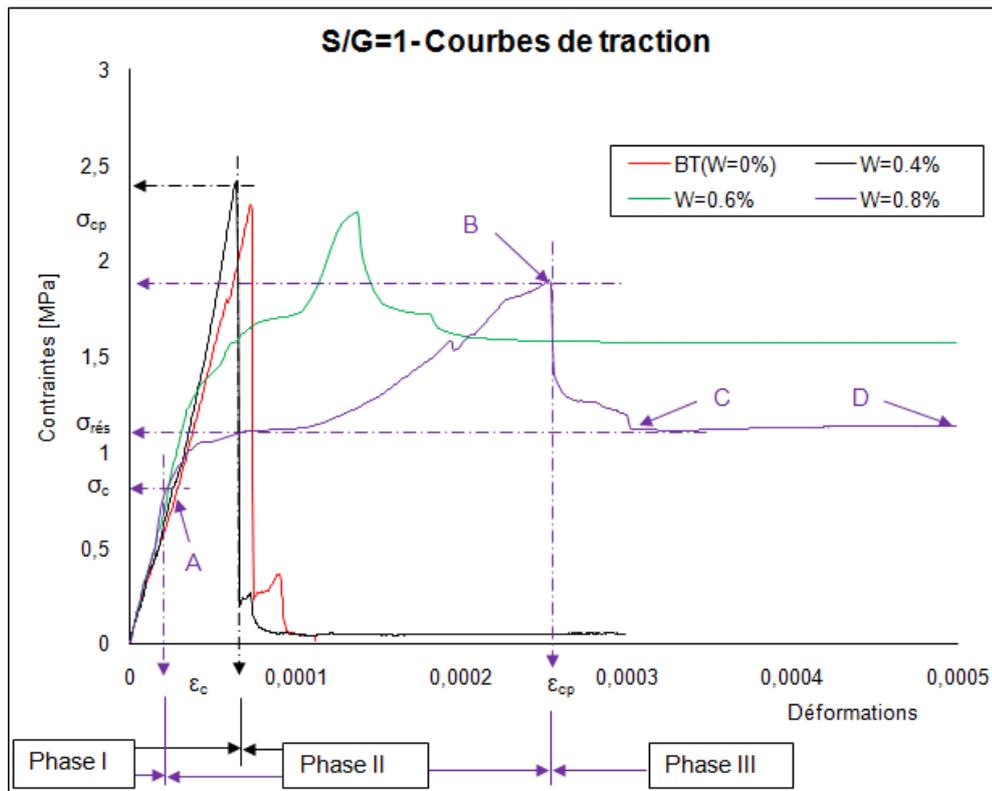
Figure 2-45b : Types de comportements I et II (béton avec un rapport  $S/G=1$ ).

Figure 2-45 : Types de comportements.

### III.2. Evolution des caractéristiques mécaniques de traction du béton renforcé de fibres

Cette étude fait apparaître une augmentation de la résistance résiduelle ( $\sigma_{res.}$ ) avec la croissance de la fraction volumique des fibres jusqu' à 0.6% puis sa diminution (Fig. 2-46). Nous constatons aussi une légère amélioration de la résistance ( $\sigma_{cp}$ ) du composite pour  $W=0.4\%$ . Une tendance analogue est observée avec le module d'élasticité (Fig. 2-46). Il est à noter que la contrainte de début de fissuration diminue avec l'augmentation de la fraction volumique des fibres (Fig. 2-46). Ceci est dû au fait que la section résistante de la matrice en béton est réduite et que les copeaux se comportent plutôt comme des défauts structuraux. Cette contrainte diminue aussi avec la baisse du rapport  $S/G$  à cause de l'augmentation de la proportion des gros éléments dans la composition de la matrice. La teneur en fibre la plus avantageuse du point de vue résistance et résistance résiduelle est  $W=0.6\%$ . Au delà de  $W=1\%$  les copeaux ne présentent pas d'intérêt notable si ce n'est l'apport

de la ductilité. Le seuil de saturation en copeaux peut être fixé à  $W=1\%$ . Pour cette valeur nous enregistrons une baisse de la résistance et une difficulté dans la mise en œuvre du béton.

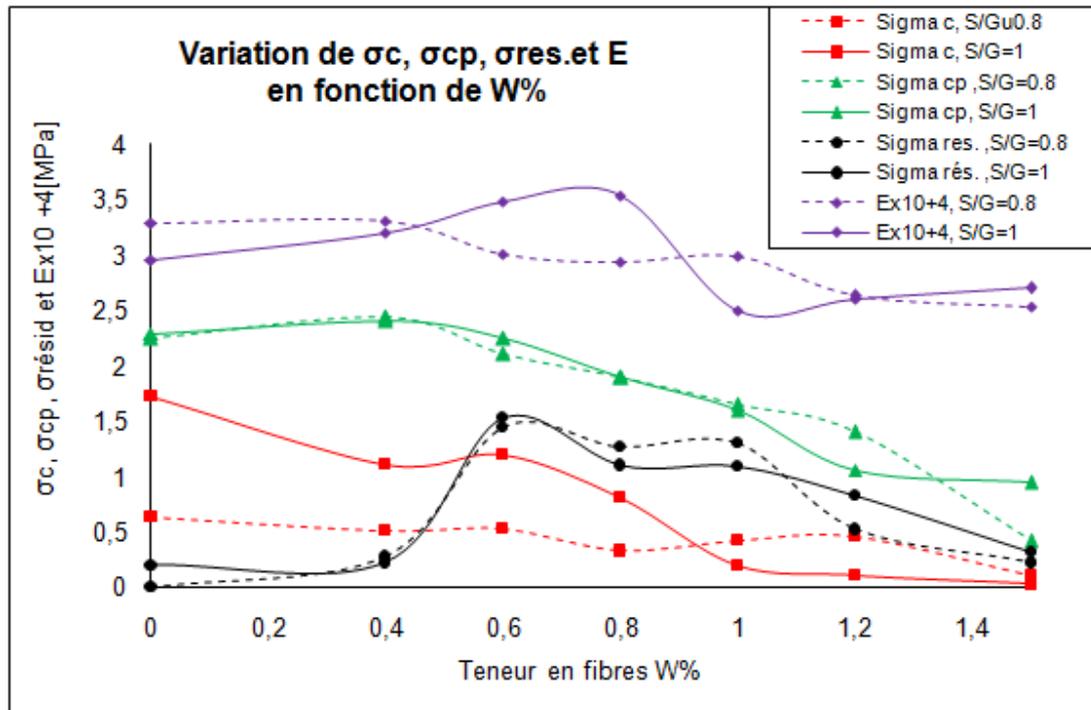


Figure 2-46: Evolution des contraintes de début de fissuration  $\sigma_c$ , de post fissuration  $\sigma_{cp}$  et résiduelle  $\sigma_{res}$  et du module de Young en fonction de  $W\%$ .

La composition du béton qui assure le meilleur comportement en traction (meilleur compromis entre la rigidité, la résistance et la ductilité) est le béton avec un rapport S/G=1 renforcé avec 0,6% de fibres.

### III.3. Processus de rupture

Le processus de rupture est montré sur la figure 2-47. La première étape correspond à l'apparition de la fissure résultant de la localisation des déformations ( $\sigma=\sigma_{cp}$ ). La matrice en béton est rompue mais les deux blocs de béton sont retenus par les fibres (étape 2). La charge est transférée aux fibres et ces dernières sont soumises à une traction (étape 3). Ce sont elles qui fournissent sa résistance à la structure ( $\sigma=\sigma_{res}$ ) et qui empêchent son effritement. Cette étape correspond à la phase II du comportement de type I et la phase III du comportement de type II. Une fois la résistance limite des fibres atteinte, certaines sont arrachées et d'autres rompues

(étapes 4 et 5). Notons que le nombre de fibres rompues est réduit dans le cas des teneurs en fibres élevées. Ceci peut s'expliquer par la diminution de la compacité, résultant de l'augmentation de la fraction volumique  $W\%$ , qui entraîne une baisse de l'adhérence fibre-matrice. Les deux parties de l'éprouvette, jusqu'ici retenues par les copeaux, sont séparées. Les faciès de rupture des éprouvettes sont illustrés sur la figure 2-48.



**Etape 1:** fissuration et rupture de la matrice en béton.



**Etape 2 :** les fibres retiennent les blocs de béton.



**Etape 3** : les fibres ont repris totalement la charge exercée sur l'éprouvette, elles s'étirent.



**Etape 4** : certaines fibres s'arrachent et d'autres commencent à se rompre.



**Étape 5** : les fibres sont rompues, les deux blocs de béton sont séparés.

Figure 2-47 : Processus de rupture des éprouvettes. Fissuration du béton – étirement puis rupture des fibres.



Figure 2-48a : Béton témoin.

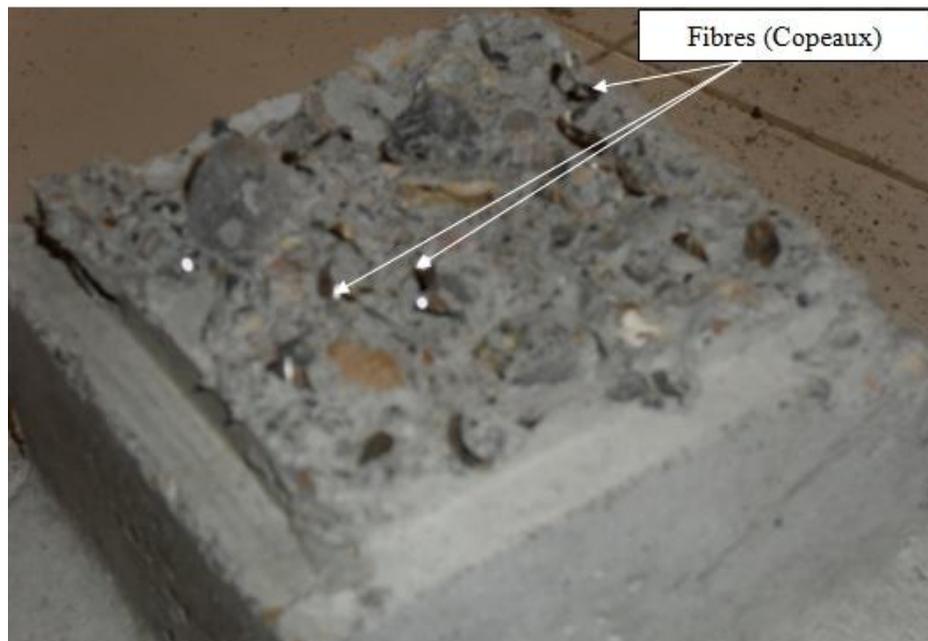


Figure 2-48b : Béton renforcé de fibres.

Figure 2-48 : Faciès de rupture des éprouvettes.

#### IV. Conclusion

Selon la teneur en fibres, deux types de comportement sont observés : un comportement à deux phases pour le béton à faible pourcentage en fibres ( $W = 0,4\%$ ) et un comportement à trois phases pour des teneurs plus importantes ( $W = 0,6\%$ ,  $W = 0,8\%$ ,  $W = 1\%$ ,  $W = 1,2\%$  et  $W = 1,5\%$ ). Ces comportements se composent d'une phase élastique linéaire avant la rupture, suivie d'une chute brutale de l'effort jusqu'à un niveau correspondant à la résistance résiduelle qui apparaît dans la phase finale. Durant cette dernière, les efforts sont entièrement repris par les fibres. Nous constatons que la fissuration démarre plus tôt pour le béton à forte teneur en copeaux et à faible rapport sable sur gravier. De plus, l'augmentation de  $W\%$  entraîne une diminution du nombre de fibres rompues. Ce qui peut s'expliquer par une baisse de l'adhérence fibre-matrice suite à la diminution de la compacité engendrée par la croissance de  $W\%$ . Pour le béton témoin, le comportement est totalement fragile.

L'ajout des copeaux dans la matrice en béton améliore la résistance et la rigidité du composite et lui confère une ductilité significative. Leur présence engendre une augmentation de 5 à 10% (5% pour  $S/G=1-W=0.4\%$  et 10% pour  $S/G=0.8-W=0.4\%$ ) de la résistance maximale de traction. La résistance ( $\sigma_{cp}$ ) et la

résistance résiduelle ( $\sigma_{res}$ ) croissent avec la fraction volumique des fibres jusqu'à  $W = 0,6 \%$  puis diminuent. Cette baisse de la résistance et de la résistance résiduelle serait due au fait qu'une forte teneur en copeaux introduirait un grand nombre de défauts (cavités) à cause de leur forme en spirale.

La résistance et la résistance résiduelle optimales s'observent pour une teneur en fibre  $W = 0,6 \%$ . Au-delà de  $W = 1 \%$ , les copeaux ne présentent pas d'intérêt notable si ce n'est l'apport de la ductilité. Le seuil de saturation peut être fixé à cette valeur pour laquelle nous avons une baisse de la résistance et une difficulté dans la mise en œuvre du béton.

## 2.3.2-CARACTERISATION PAR L'ESSAI DE COMPRESSION SIMPLE

### I. Introduction

L'objectif visé par cette partie est double : d'une part l'étude du comportement en compression simple du béton renforcé par des copeaux et d'autre part, la vérification des résultats de l'essai de traction directe en utilisant les formules classiques données par le B.A.E.L. pour le calcul de la résistance à la traction et du module de Young. Les caractéristiques mécaniques mesurées lors de cet essai sont la résistance à la compression  $f_{cj}$  et le module d'élasticité initial  $E_{b0}$  du béton.

### II. Procédure expérimentale

#### II.1. Eprouvettes

Les éprouvettes utilisées sont des éprouvettes cylindriques de diamètre 160 mm et de longueur 320 mm (Fig. 2-49). Le béton témoin et le béton renforcé de copeaux composant ces éprouvettes sont issus de la gâchée utilisée pour la confection des éprouvettes des essais de traction directe. Les mêmes teneurs en fibres et les mêmes rapports sable sur gravier sont donc reconduits ici

Les essais de compression simple sont réalisés sur une presse hydraulique de marque AUTOTEST (Fig. 2-50) de capacité 2000 kN. Les valeurs de la force et de la contrainte sont lues directement sur l'écran de la machine et les déplacements sont mesurés à l'aide d'un comparateur disposé sur le plateau mobile de la presse.

#### II.2. Conditions d'essai

L'effort est appliqué progressivement à une vitesse de chargement constante de 0.5MPa/s. Pour chaque pas de chargement, nous enregistrons les valeurs de l'effort et de la déformation correspondante. L'arrêt de la presse, donc de l'essai, intervient à l'amorçage de la rupture de l'éprouvette.



Figure 2-49: Forme des éprouvettes.



Figure 2-50 : Presse hydraulique AUTOTEST.

### III. Résultats et discussions

#### III.1. Comportement en compression simple du béton renforcé de fibres

Les résultats obtenus ( $f_{cj\ exp}$  et  $E_{b0\ exp}$ ) sont regroupés dans le tableau 2-17 ci-dessous où sont récapitulées les valeurs expérimentales et calculées des caractéristiques mécaniques de traction et de compression. Nous constatons qu'à faible teneur ( $W=0.4\%$ ) les copeaux apportent une légère augmentation de résistance (8% pour le béton avec  $S/G=1$  et 18% pour le béton avec  $S/G=0.8$ ) et qu'au de là de  $W = 0.6\%$  les fibres entraînent plutôt une baisse de la résistance (Tab. 2-17a). Ce résultat concorde avec ceux de JOHNSTON [JOH. 80], OTTER [OTT. 86] et MAMILLAN [MAM. 87]. Ce dernier a constaté que la résistance du béton de fibres diminue lorsque le pourcentage volumique des fibres dépasse 0.5% et a relevé que cette diminution est encore plus grande avec les grandes fractions volumiques de fibres et l'augmentation du rapport  $S/G$ . C'est ce que nous observons avec les compositions  $S/G=0.8$  ( $W=1\%$  et  $1.2\%$ ) et  $S/G=1$  ( $W=1\%$  et  $1.2\%$ ).

Les courbes de compression obtenues (Fig. 2-51) présentent un domaine linéaire élastique et un domaine non linéaire. La partie de la courbe située au delà de la contrainte maximale, correspondant à la résistance maximale  $f_{cj}$ , n'est pas enregistrée car la presse utilisée s'arrête dès l'apparition de la microfissure résultant de la localisation des déformations.

Teneur en fibre  $W\%$	$S/G=0.8$			$S/G=1$		
	Résistance à la compression :  $f_{cj\ exp.}$ (MPa)	Résistance à la traction : $f_{ij} = \sigma_{cp}$ (MPa)		Résistance à la compression :  $f_{cj\ exp.}$ (MPa)	Résistance à la traction : $f_{ij} = \sigma_{cp}$ (MPa)	
		$f_{ij\ exp.}$	$f_{ij\ calculée}$		$f_{ij\ exp.}$	$f_{ij\ calculée}$
0 % (BT)	23.5	2.24	2.01	25.32	2.29	2.12
0.4%	27.73	2.44	2.26	27.32	2.4	2.24
0.6%	22.1	2.1	1.92	24.21	2.25	2.05
0.8%	19.25	1.9	1.75	19.2	1.9	1.75
1%	16.01	1.65	1.56	15.2	1.6	1.51
1.2%	11.5	1.4	1.29	6.7	1.06	1.002

a-Récapitulatif des valeurs de la résistance à la traction et à la compression.

S/G=0.8						
Teneur en fibre W%	Module de Young expérimental		Module de Young calculé		Ecart	
	Compression $E_{b0\ exp}$ (MPa)	Traction $E_{exp}$ (MPa)	Compression $E_{b0\ calculé}$ (MPa)	Traction $E_{ct}$ (MPa)	$\Delta E_{b0}\% = \frac{E_{b0\ calculé} - E_{b0\ exp}}{E_{b0\ exp}} \times 100$	$\Delta E\% = \frac{E_{ct} - E_{exp}}{E_{exp}} \times 100$
0 (BT)	30934	32900	31507	30934	1,9	6
0.4	31262	33100	33295	32021,67	6,5	3,3
0.6	29305	30100	30869	30373,17	5,3	0,9
0.8	29016	29400	29480	30426,18	1,6	3,5
1	26832	29900	27719	28462,04	3,3	4,8
1.2	24641	26300	24829	26437,33	0,8	0,5

S/G=1						
Teneur en fibre W%	Module de Young expérimental		Module de Young calculé		Ecart	
	Compression $E_{b0\ exp}$ (MPa)	Traction $E_{exp}$ (MPa)	Compression $E_{b0\ calculé}$ (MPa)	Traction $E_{ct}$ (MPa)	$\Delta E_{b0}\% = \frac{E_{b0\ calculé} - E_{b0\ exp}}{E_{b0\ exp}} \times 100$	$\Delta E\% = \frac{E_{ct} - E_{exp}}{E_{exp}} \times 100$
0 (BT)	32830	29500	32300	32830	1,6	11,3
0.4	33091	32000	33129	33895,11	0,1	5,9
0.6	30756	34800	31822	31877,06	3,5	8,4
0.8	29536	35400	29455	31793,73	0,2	10,2
1	27302	25000	27248	28960,6	0,2	13,7
1.2	21031	26000	20737	23442,41	1,4	9,8

b-Récapitulatif des valeurs du module de Young en traction et en compression.

Tableau 2-17 : Récapitulatif des valeurs expérimentales et calculées des caractéristiques mécaniques de traction et de compression.

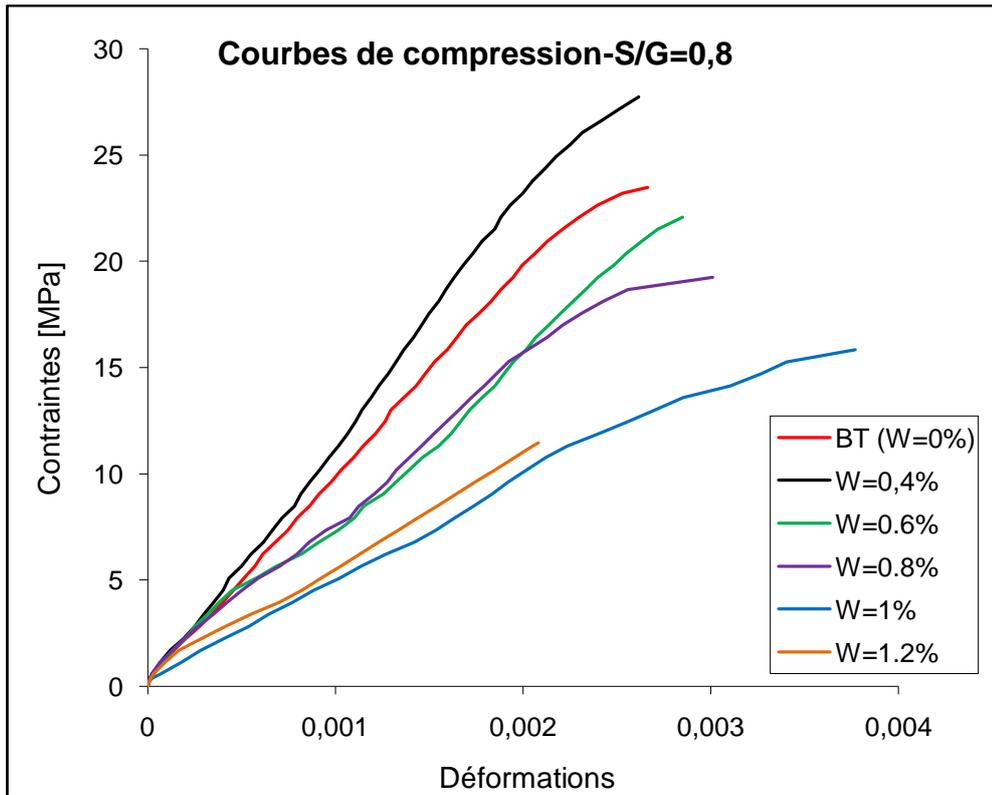


Figure 2-51a : Béton avec un rapport  $S/G = 0.8$ .

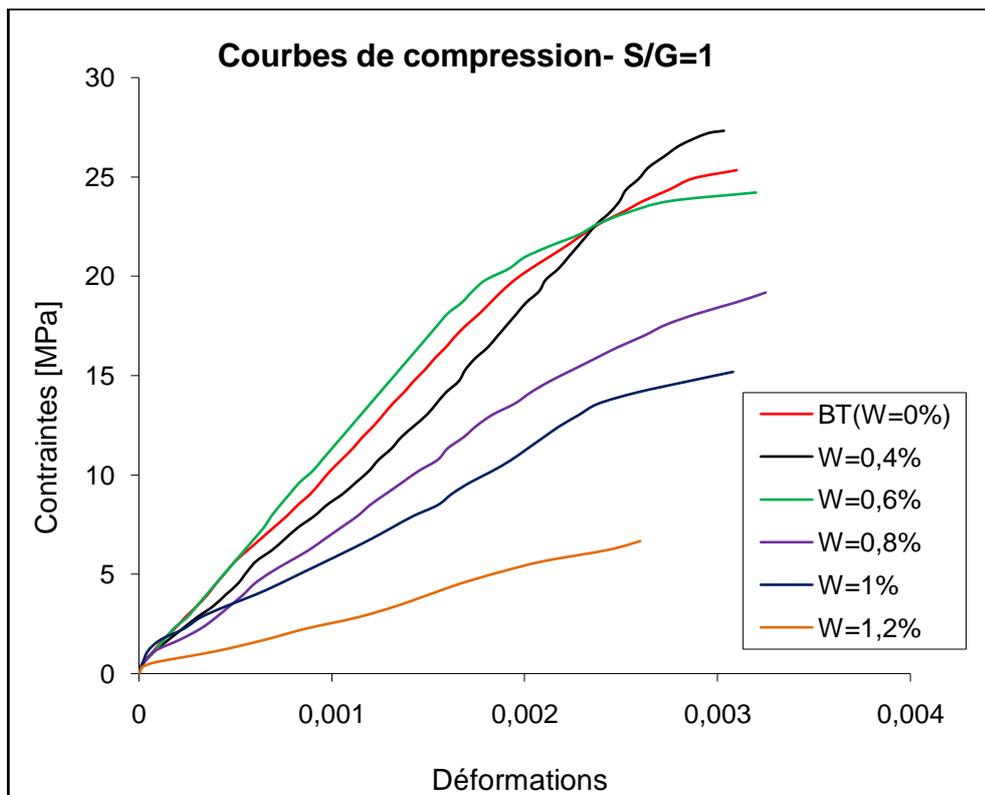


Figure 2-51b : Béton avec un rapport  $S/G = 1$ .

Figure 2-51 : Courbes contraintes – déformations en compression.

### III.2. Evolution des caractéristiques mécaniques de compression du béton renforcé de copeaux

Nous observons que l'ajout des copeaux en faible pourcentage apporte une légère augmentation de la résistance (8 à 18%) et de la rigidité (3 à 8%). Par contre, avec l'augmentation du volume des fibres ces caractéristiques mécaniques tendent plutôt à diminuer (Fig. 2-52). Ceci peut s'expliquer par la diminution de la compacité du matériau suite à la présence de cavités engendrées par le non remplissage des âmes des copeaux (rouleaux), surtout pour les grandes teneurs en fibres ( $W=1\%$  et  $1.2\%$ ). Pour ces teneurs, la diminution de la résistance du béton fibré par rapport à celle du béton témoin avoisine les 40% (30% à 50%) et celle du module de Young 30% (15% à 35%). Ce résultat concorde bien avec les observations de ROSSI [ROS. 91]. Au vu de ces résultats, nous pouvons dire que le béton à  $0.4\%$  de fibres avec un rapport  $S/G=1$  est le plus avantageux vis-à-vis du comportement en compression.

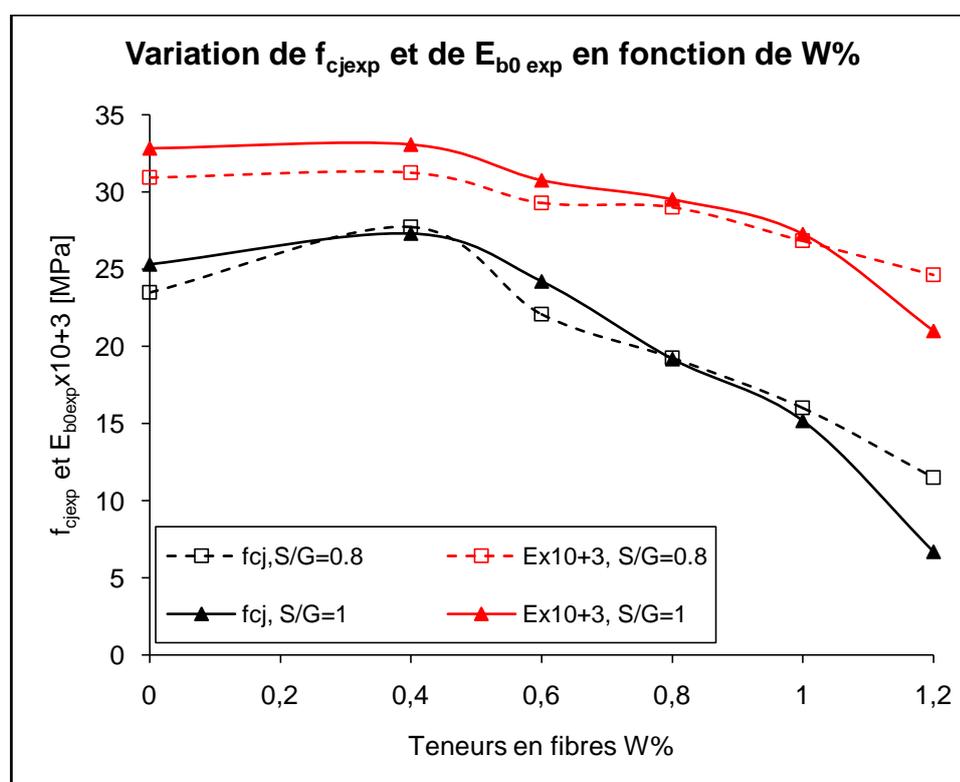


Figure 2-52: Evolution de la résistance ( $f_{cjexp}$ ) et du module de Young ( $E_{b0exp}$ ) en fonction de  $W\%$ .

### III.3. Comparaison des valeurs des caractéristiques mécaniques de traction mesurées avec celles des caractéristiques mécaniques calculées

Nous remarquons que l'écart entre les valeurs calculées et les valeurs mesurées de la résistance et du module de Young en traction sont très faibles (Fig. 2-53). Les valeurs calculées sont plus petites que les valeurs mesurées de 5 à 10% pour la résistance et, au contraire, plus grandes de 1 à 14% pour le module de Young. Notons cependant que pour le béton avec un rapport S/G=1 les écarts sont supérieurs à ceux du béton avec un rapport S/G= 0.8. En ce qui concerne les écarts entre les valeurs de  $E_{b0\ exp}$  et  $E_{b0\ calculé}$  nous constatons qu'ils sont insignifiants. Ces résultats montrent une bonne concordance entre les valeurs mesurées et calculées.

Avec :

- $E_{b0\ exp}$ : module d'élasticité initial en compression, déterminé expérimentalement en traçant la tangente à l'origine des courbes contraintes – déformations de compression,
- $E_{b0\ calculé}$ : module d'élasticité initial en compression, calculé avec la formule donnée par le B.A.E.L. :

$$E_{b0} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

- $E_{exp}$ : module d'élasticité du béton en traction obtenu expérimentalement,
- $E_{ct}$ : module d'élasticité du béton en traction calculé avec la relation :

$$E_{ct} = E_{b0}(1 + n\theta W) \quad [\text{BOUA.98}]$$

Où :

- $E_{b0}$ : module initial du béton en compression.
  - $n$ : coefficient d'équivalence acier - béton,  $n= 15$ .
  - $\theta$ : facteur d'orientation des fibres,  $\theta = 0.405$  pour une orientation tridimensionnelle.
  - $W$ : pourcentage en volume des fibres.
- $f_{cj\ exp}$ : résistance à la compression du béton obtenue expérimentalement,
  - $f_{ij\ exp}$  ( $\sigma_{cp\ exp}$ ): résistance à la traction du béton obtenue expérimentalement,

-  $f_{ij}$  calculée ( $\sigma_{cp\text{calculé}}$ ): résistance à la traction du béton déterminée à l'aide de la formule donnée par le B.A.E.L.

$$f_{ij} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$$

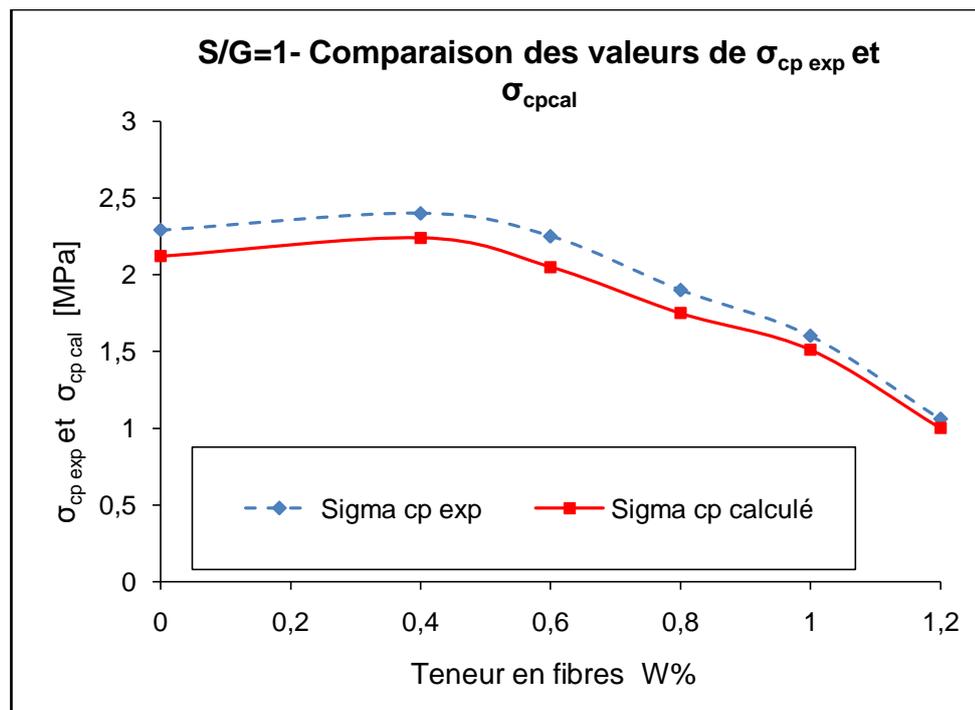
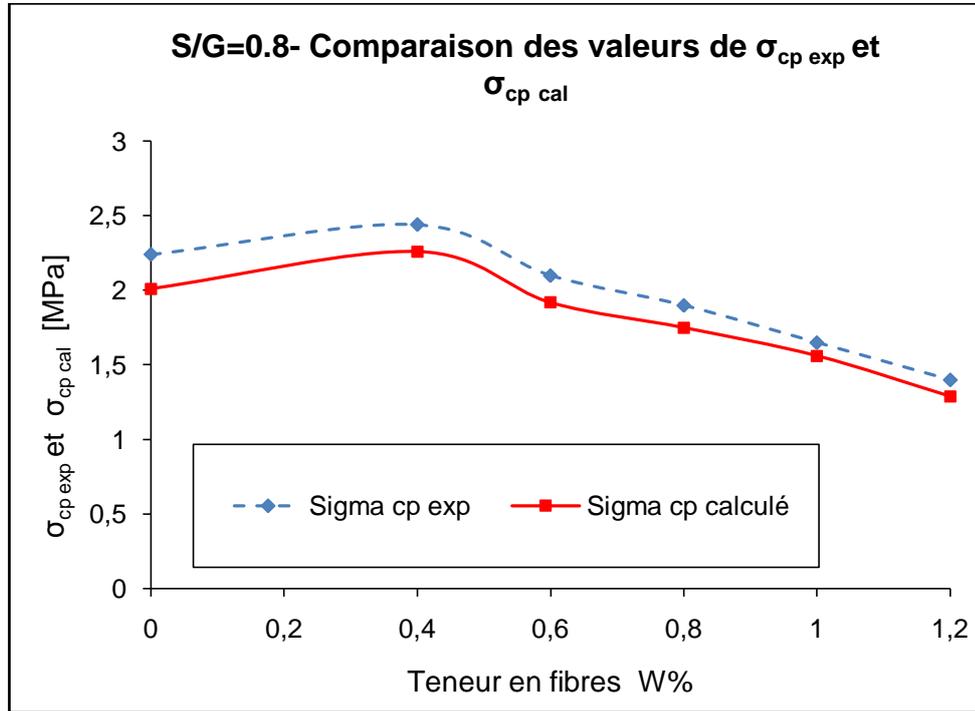


Figure 2-53a: Comparaison des valeurs expérimentales et calculées de la résistance à la traction.

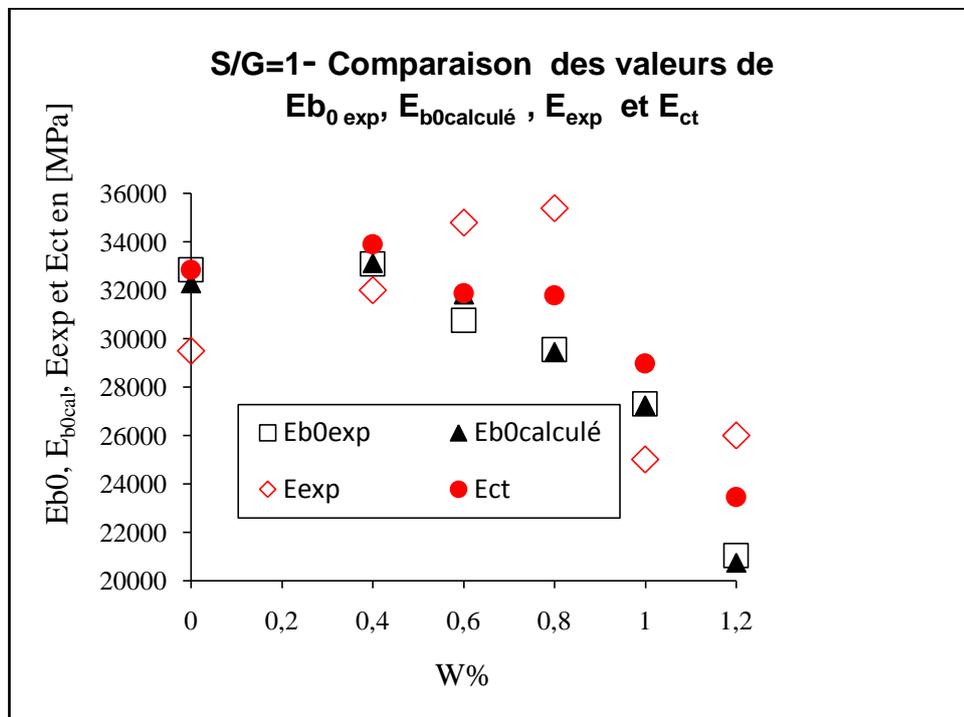
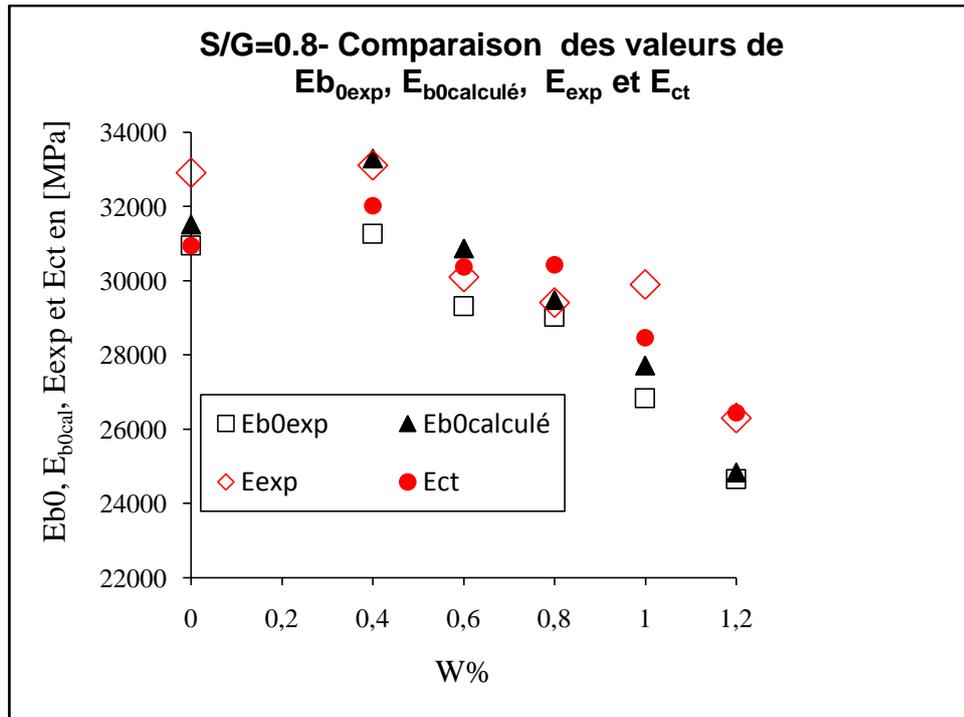


Figure 2-53b: Comparaison des valeurs expérimentales et calculées du module de Young en traction et en compression.

Figure 2-53: Comparaison des valeurs expérimentales et calculées des caractéristiques mécaniques de traction et de compression.

#### IV. Conclusion

L'ajout des copeaux en faible quantité apporte une légère augmentation de la résistance et de la rigidité. Par contre, avec l'augmentation du volume des fibres ces caractéristiques mécaniques tendent plutôt à diminuer. Ceci peut s'expliquer par la diminution de la compacité du matériau suite à la présence de cavités engendrées par l'incorporation des copeaux. Ce résultat concorde avec ceux de JOHNSTON [JOH. 80], OTTER [OTT. 86] et MAMILLAN [MAM. 87]. Le béton à 0.4% de fibres avec un rapport  $S/G=1$  présente un meilleur comportement en compression.

La confrontation des valeurs mesurées aux valeurs calculées des caractéristiques mécaniques du béton armé de copeaux montre que les écarts entre les valeurs calculées et les valeurs mesurées de la résistance et du module de Young en traction sont très faibles. Les valeurs calculées sont plus petites que les valeurs mesurées de 5 à 10% pour la résistance et, au contraire, plus grandes de 1 à 14% pour le module de Young. Notons aussi que pour le béton avec un rapport  $S/G=1$  les écarts sont supérieurs à ceux du béton avec un rapport  $S/G= 0.8$ . En ce qui concerne les écarts entre les valeurs de  $E_{b0\ exp}$  et  $E_{b0calculé}$  nous constatons qu'ils sont insignifiants.

Le faible écart entre les valeurs mesurées et calculées de la résistance et du module de Young en traction valide les résultats de nos essais de traction directe.

### 2.3.3-CARACTERISATION PAR L'ESSAI DE FLEXION QUATRE POINTS

#### I. Introduction

Le comportement du béton en flexion est conditionné par la fissuration de la zone tendue ; la présence des fibres peut jouer un rôle stabilisateur après la rupture de la matrice de béton. Dans cette partie, nous nous intéressons donc à l'étude qualitative du comportement en flexion quatre points du béton renforcé par des copeaux et à la validation des résultats obtenus par l'essai de traction directe. Nous ne considérons, pour ce faire, que le béton témoin et le béton fibré avec les teneurs  $W=0.6\%$  et  $W=0.8\%$  qui présentent des caractéristiques mécaniques de traction avantageuses.

#### II. Procédure expérimentale

##### II.1. Epreuves

Les éprouvettes utilisées sont des éprouvettes parallélépipédiques de section  $140 \times 140 \text{ mm}^2$  et de longueur 520 mm (Fig. 2-54). Les teneurs en copeaux retenues sont  $W=0.6\%$  et  $W=0.8\%$  pour les rapports sable sur gravier  $S/G=0.8$  et  $S/G=1$ .

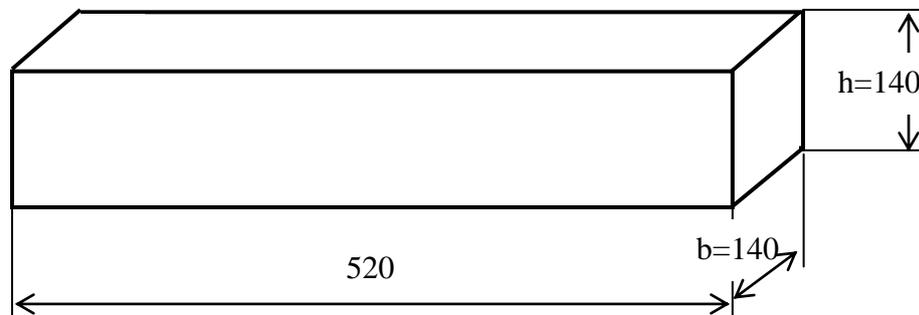


Figure 2- 54: Géométrie des éprouvettes.

## II.2. Conditions d'essai

L'effort est appliqué progressivement à une vitesse de chargement constante de 0.05mm/min suivant le schéma de la figure 2-55. Les essais de flexion sont réalisés sur la machine de traction IBERTEST.

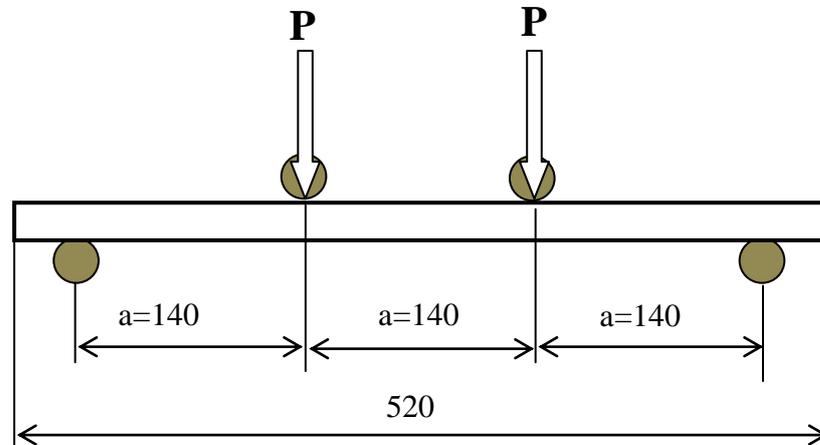


Figure 2-55: Schéma de chargement.

## III. Résultats et discussions

### III.1. Comportement en flexion du béton renforcé de copeaux

Les courbes forces - flèches du béton fibré (Fig. 2-56) présentent un domaine linéaire élastique et un domaine non linéaire. Elles présentent aussi un palier de ductilité. Alors que le béton témoin se désagrège rapidement après fissuration, les bétons fibrés continuent à reprendre des efforts même après que la charge maximale soit atteinte. L'incorporation des copeaux augmente de façon notable la résistance et les déformations à la rupture du composite. Ces courbes sont semblables à celles obtenues avec l'essai de traction directe. Pour le béton de rapport  $S/G=0.8$  nous observons une apparition précoce de la fissuration, suivie d'une consolidation. Ceci serait dû au fait que le volume des gros éléments (gravier + fibres) est relativement important. Signalons enfin que les flèches mesurées correspondent aux déplacements de la section droite de la poutre au droit de la pane de chargement.

Les valeurs de l'effort à fissuration, de la capacité portante résiduelle et des flèches correspondantes sont données dans le tableau 2-18.

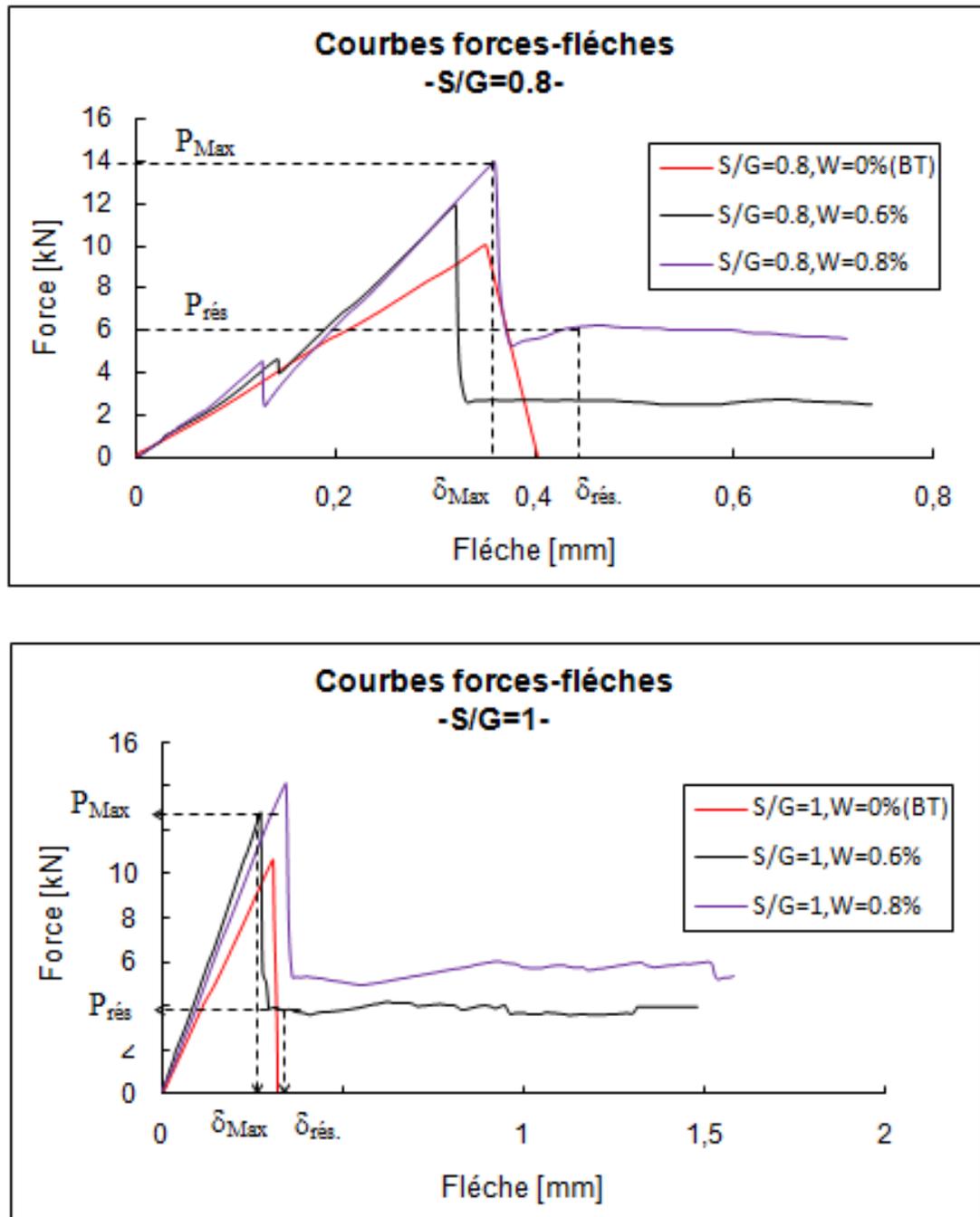


Figure 2-56 : Courbes forces – flèches.

L'effort à fissuration, du béton fibré, augmente de 20 à 40% par rapport à celui du béton témoin (Fig. 2-57). Cette augmentation est le résultat de la présence des fibres dans la partie tendue de la section qui permettent ainsi au béton de travailler davantage en traction. Selon la teneur en fibres et le rapport  $S/G$ , la capacité portante résiduelle représente 27% à 62% de l'effort à fissuration du béton témoin. Elle croît avec l'augmentation de la teneur en fibres.

La flèche au droit de la pane de chargement augmente, selon la teneur en fibres et le rapport  $S/G$ , de 103% à 426% par rapport à celle du béton témoin. Comme pour la capacité portante résiduelle, elle augmente avec la croissance du pourcentage de fibres.

<b>S/G = 0.8</b>				
W%	$P_{Max}$ [kN]	$f_{PMax}$ [mm]	$P_{rés.}$ [kN]	$f_{Prés.}$ [mm]
W= 0% (BT)	10	0,35	x	x
W= 0.6%	12	0,32	2.7	0.34 à 0.74
W= 0.8%	14	0,36	6.2	0.44 à 0.71
<b>S/G = 1</b>				
W%	$P_{Max}$ [kN]	$f_{PMax}$ [mm]	$P_{rés.}$ [kN]	$f_{Prés.}$ [mm]
W= 0% (BT)	10.7	0.3	x	x
W= 0.6%	12.9	0.27	3.9	0.3 à 1.48
W= 0.8%	14.23	0.34	5.3	0.36 à 1.58

Tableau 2-18 : Charge maxi, capacité portante résiduelle et flèches obtenues par l'essai de flexion 4 points.

W% : Teneur en fibres,  $P_{Max}$  : Charge maxi,  $f_{PMax}$  : Flèche maxi,  $P_{rés.}$  : Charge résiduelle,  $f_{Prés.}$  : Flèche correspondant à la charge résiduelle.

**NB** : Les flèches correspondent aux déplacements de la section droite de la poutre au droit de la pane de chargement.

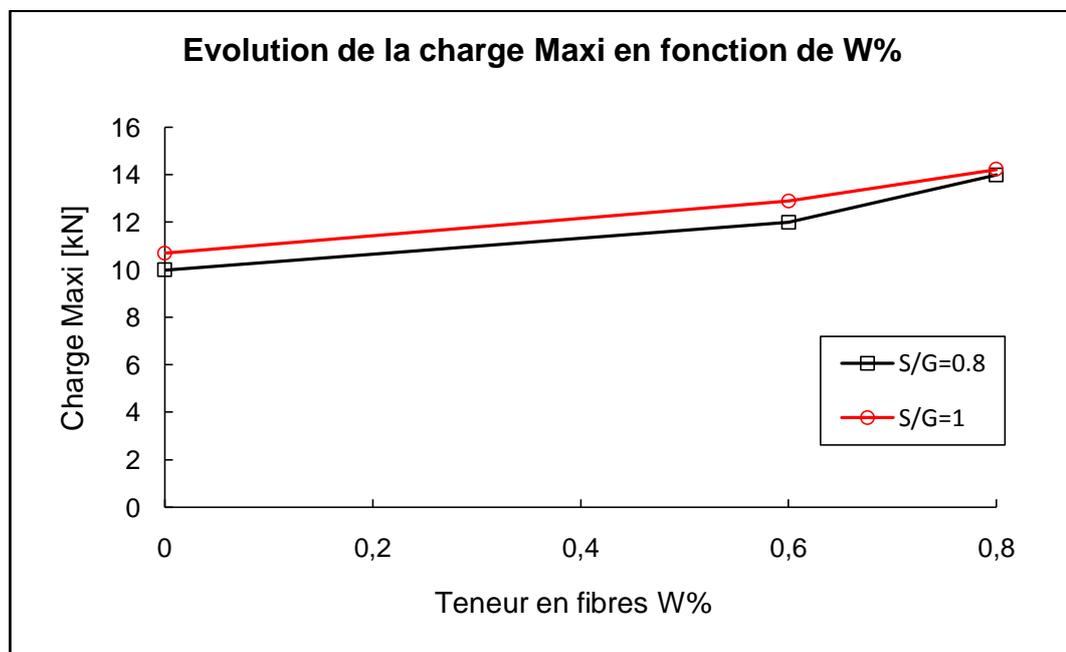


Figure 2-57 : Evolution de la charge à fissuration en fonction de W%.

### III.2. Résistance à la traction et capacité portante résiduelle du béton renforcé par des copeaux.

La contrainte normale de flexion est calculée avec la relation classique de résistance des matériaux :

$$\sigma = \frac{M_f}{I/v} = \frac{6Pa}{bh^2}$$

Avec, pour notre schéma de chargement : a = 140mm, b = 140mm et h = 140mm.

-La contrainte à fissuration de l'éprouvette, qui correspond à la résistance à la traction par flexion est :

$$\sigma_{max} = \sigma_{cp} = f_t = 0.31P_{max}. \text{ [MPa]}$$

Les valeurs des contraintes à fissuration ( $\sigma_{cp}$ ), obtenues par l'essai de traction directe et par l'essai de flexion, sont regroupées dans le tableau 2-19 ci-dessous. Nous constatons que contrairement à la résistance à la traction obtenue par l'essai de traction directe, celle obtenue par la flexion augmente avec l'accroissement de la teneur en fibre de W=0.6% à W=0.8%. Notons aussi que la résistance à la traction par flexion est supérieure à celle donnée par la traction directe (Fig. 2-58).

Sollicitation	Contrainte à fissuration $\sigma_{cp}$ [MPa]					
	S/G=0.8			S/G=1		
	BT (W=0%)	W=0,6%	W=0,8%	BT (W=0%)	W=0,6%	W=0,8%
Traction directe ( $\sigma_{cpt}$ )	2,24	2,1	1,9	2,29	2,25	1,9
Flexion ( $\sigma_{cpf}$ )	3.1	3,72	4.34	3.32	3,99	4.41
$k = \sigma_{cpt} / \sigma_{cpf}$	0.72	0.56	0.44	0.69	0.56	0.44
$K_{moy.}$	0.57			0.56		

Avec : k coefficient de correction,  $\sigma_{cpt}$  contrainte à fissuration pour l'essai de traction directe et  $\sigma_{cpf}$  contrainte à fissuration pour l'essai de flexion.

Tableau 2-19 : Contrainte à fissuration obtenue par l'essai de traction directe et celle obtenue par l'essai de flexion.

La résistance à la traction et la résistance à la traction par flexion s'écrivent respectivement :

$$f_t = \sigma_{cpt} \text{ et } f_{tf} = \sigma_{cpf}$$

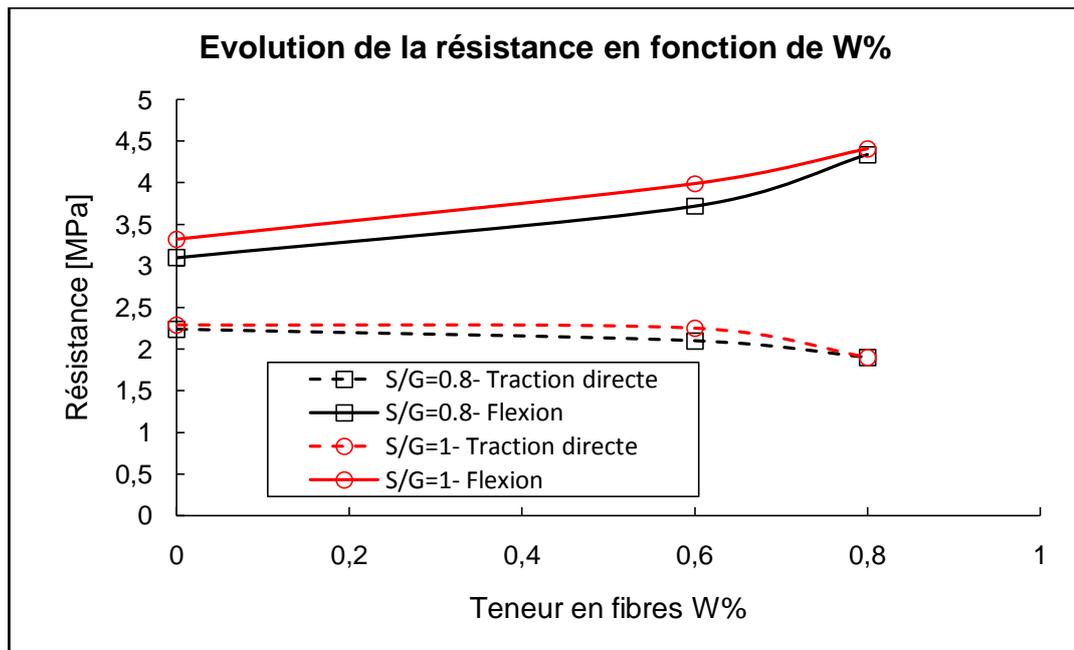


Figure 2-58 : Evolution de la résistance à la traction obtenue par l'essai de traction directe et l'essai de flexion en fonction de la teneur en fibres W%.

Les valeurs des capacités portantes résiduelles obtenues par l'essai de traction directe et par l'essai de flexion sont données dans le tableau 2-20. Nous remarquons que la capacité portante résiduelle est maximale pour le pourcentage en copeaux de  $W=0.8\%$ , ce qui dénote une certaine sensibilité de cette caractéristique à la teneur en copeaux. Le type d'éprouvette est un paramètre qui peut aussi, éventuellement, avoir une influence sur la résistance du composite. En effet, les éprouvettes de flexion sont coulées à l'horizontale et le béton y a été déposé à la truelle. Statistiquement, ceci peut entraîner une direction préférentielle, pour une grande quantité de copeaux, dans le sens de la longueur de l'éprouvette. Cette orientation perpendiculaire à la direction de chargement est plus favorable car les fibres travaillent dans la direction principale de traction. Nous constatons aussi que, contrairement à la résistance à la fissuration, la capacité portante résiduelle dans le cas de la flexion est inférieure à celle développée dans le cas de la traction directe.

Sollicitation	Capacité portante résiduelle $P_{rés}$ [kN]					
	S/G=0.8			S/G=1		
	W=0%	W=0,6%	W=0,8%	W=0%	W=0,6%	W=0,8%
Traction directe ( $P_{rés,t}$ )	x	11.7	10.3	x	12.4	8.9
Flexion ( $P_{rés,f}$ )	x	2.7	6.2	x	3.9	5.3

$P_{rés,t}$  : capacité portante résiduelle obtenue par l'essai de traction directe,  $P_{rés,f}$  : capacité portante résiduelle obtenue par l'essai de flexion.

Tableau 2-20 : Capacités portantes résiduelles obtenues par l'essai de traction directe et par l'essai de flexion.

### III.3. Comparaison de la résistance à la traction obtenue par l'essai de traction directe avec celle obtenue par l'essai de flexion.

Nous constatons que la résistance à la traction par flexion est plus grande que celle obtenue par l'essai de traction directe, surtout pour le béton renforcé par des copeaux. Le coefficient de correction moyen ( $k_{moy.} = 0.56$  et  $0.57$ ), défini par le rapport de la résistance obtenue par l'essai de traction directe sur la résistance à la traction par flexion, est de l'ordre du coefficient de proportionnalité ( $C_t = 0.6$ ) proposé par FOURE [in BOUA. 02] et [in ZHA. 91]. La résistance à la traction directe du béton armé de fibres peut être calculée à partir de la résistance à la traction par flexion avec la relation :

$$\begin{cases} f_t = C_t * f_{ft} \\ C_t = 0.6 \end{cases} \quad [ZHA. 91]$$

Où :  $f_t$  est la résistance à la traction et  $f_{ft}$ , la résistance à la traction par flexion.

De plus, nous relevons une augmentation de 20% à 40% de la valeur de la contrainte à fissuration ( $\sigma_{cp}$ ) des bétons fibrés par rapport à celle du béton témoin.

## IV. Conclusion

La présence des copeaux dans le béton a introduit une certaine ductilité dans le comportement du composite et a apporté une augmentation de la résistance et des déformations à la rupture. La résistance à la traction obtenue indirectement par

l'essai de flexion est plus grande que celle obtenue par l'essai de traction directe. La capacité portante résiduelle est, quant à elle, inférieure à celle développée lors de la traction directe.

La valeur du coefficient de correction ' $k_{moy.}$ ', permettant de calculer la résistance à la traction à partir de la résistance à la traction par flexion, obtenue est très proche de celle utilisée usuellement. Ceci valide donc nos résultats de traction directe.

L'essai de traction par flexion rend compte de la ductilité apportée par les fibres au composite, permet de calculer la résistance à la rupture par traction directe et présente l'avantage d'être facile à réaliser.

## 2.3.4-RESISTANCE A LA TRACTION PAR FENDAGE

### I. Introduction

L'essai de traction par fendage (appelé essai brésilien) est une méthode utilisée pour la détermination de la résistance à la traction du béton. Il consiste à écraser une éprouvette cylindrique d'élanement 2, suivant deux génératrices opposées entre les plateaux d'une presse.

Cet essai permet de faire une étude qualitative du comportement du béton, renforcé par des copeaux d'usinage de pièces en acier et déterminer sa résistance à la traction. La comparaison de cette dernière avec la résistance à la traction par flexion et par traction directe nous permettra de vérifier les corrélations entre la résistance à la traction par fendage et la résistance à la traction par flexion [NAR. 81] et par traction directe. Comme pour l'essai de flexion, nous ne considérons que le béton témoin et les bétons aux teneurs en fibres de  $W=0.6\%$  et  $W=0.8\%$  qui présentent des caractéristiques mécaniques de traction avantageuses.

### II. Procédure expérimentale

#### II.1. Epreuves

Les éprouvettes utilisées sont des éprouvettes cylindriques de diamètre 150 mm et de longueur 300 mm. Les teneurs en copeaux retenues sont  $W=0.6\%$  et  $W=0.8\%$  pour les rapports sable sur gravier  $S/G=0.8$  et  $S/G=1$ .

#### II.2. Conditions d'essai

L'effort est appliqué progressivement à une vitesse de chargement constante de 0.05mm/min suivant le schéma de la figure 2-59. Les essais de fendage sont réalisés sur la machine de traction IBERTEST.

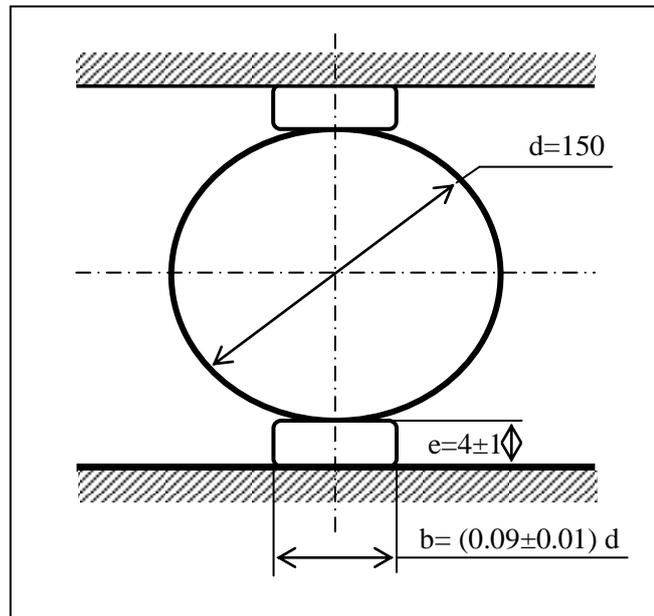


Figure 2-59: Schéma de chargement pour l'essai de fendage [DRE.95].

### III. Résultats et discussions

#### III.1. Comportement du béton renforcé de copeaux

L'effort à fissuration (tableau 2-21) augmente de 10,5% pour les bétons à  $W=0.6\%$ - $S/G=0.8$  et  $W=0.6\%$ - $S/G=1$  par rapport aux bétons témoins. Il diminue de 5% pour les bétons à  $W=0.8\%$ - $S/G=0.8$  et  $W=0.8\%$ - $S/G=1$  par rapport aux bétons témoins. Ces efforts sont plus importants pour les bétons avec une fraction volumique de fibres de 0.6% et pour les bétons avec un rapport  $S/G=1$  (Fig. 2-60).

Les déplacements sont relativement faibles comparés aux déplacements enregistrés lors des essais de traction directe et de flexion. Ceci ne permet pas de mobiliser suffisamment l'adhérence fibre-béton, d'où les faibles capacités portantes résiduelles enregistrées (Fig.2-61).

S/G	0.8		1	
	$P_{Max}$ [kN]	$\delta_{P_{Max}}$ [mm]	$P_{Max}$ [kN]	$\delta_{P_{Max}}$ [mm]
W= 0% (BT)	134,24	1,8	141,3	2,12
W= 0.6%	148,37	2,18	155,43	2,19
W= 0.8%	127,17	1,4	134,24	1,2

Tableau 2-21 : Effort à fissuration et déplacement diamétral lors de l'essai de fendage.

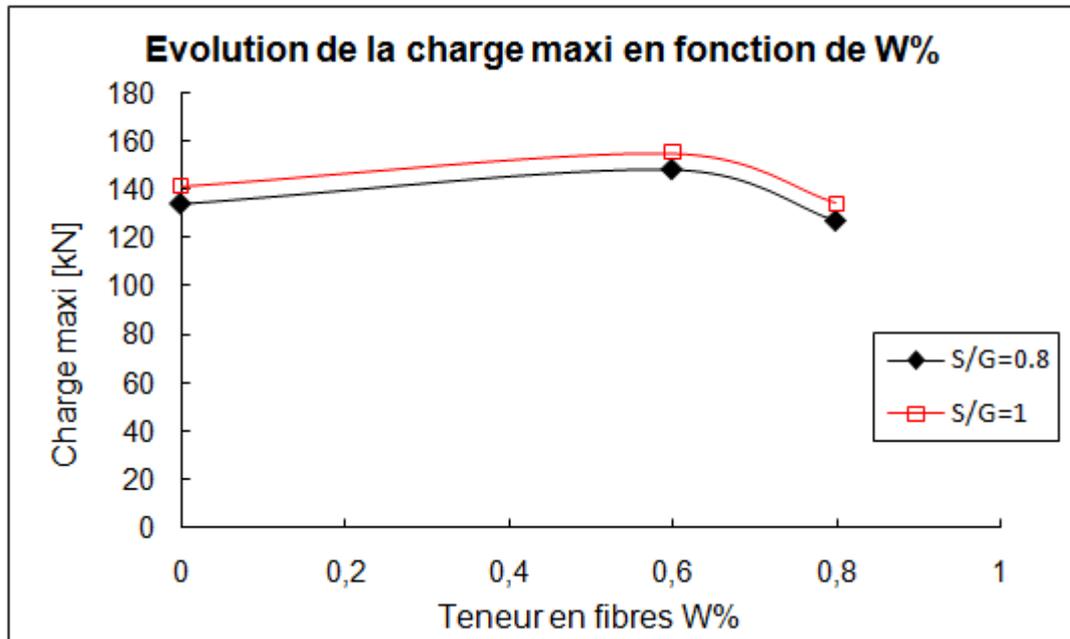
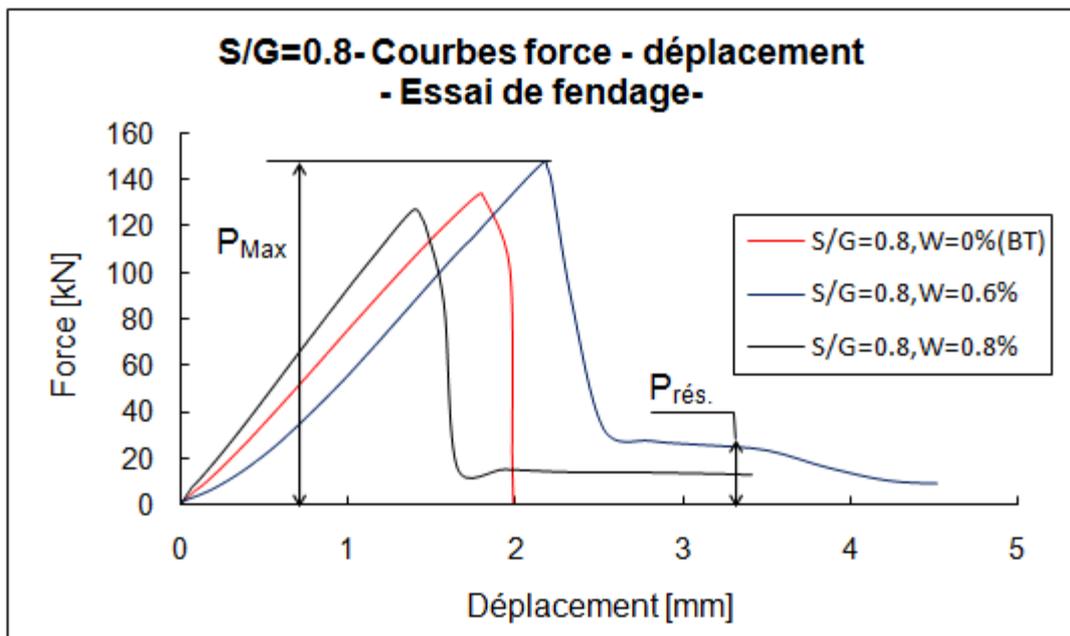


Figure 2-60 : Evolution des efforts à fissuration en fonction de W%.

Les courbes force - déplacement diamétral du béton fibré (Fig. 2-61) présentent une phase linéaire élastique avant la rupture et un court palier de ductilité. La capacité portante résiduelle ( $P_{rés.}$ ) et le déplacement à rupture sont faibles.



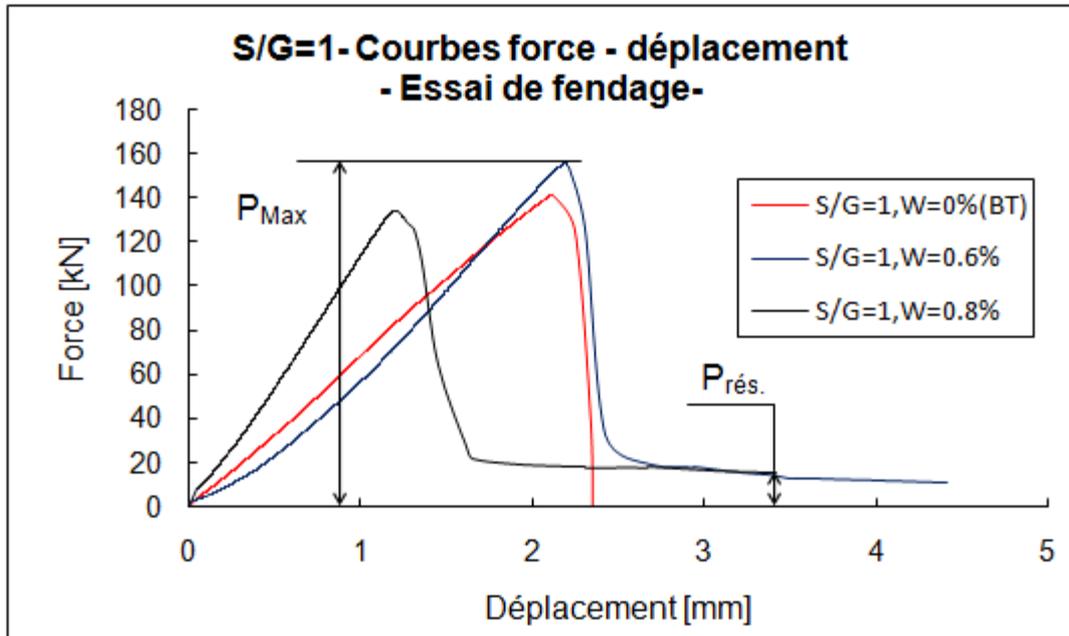


Figure 2-61 : Courbes forces – déplacements.

La rupture de l'éprouvette s'effectue suivant le plan diamétral YOZ sous l'influence des contraintes de traction qui se développent perpendiculairement à la direction de compression OZ. Une fois la charge maximale atteinte, les éprouvettes en béton témoin sont séparées en deux parties alors que les morceaux des éprouvettes en béton fibré sont retenus par les fibres (Fig. 2- 62).

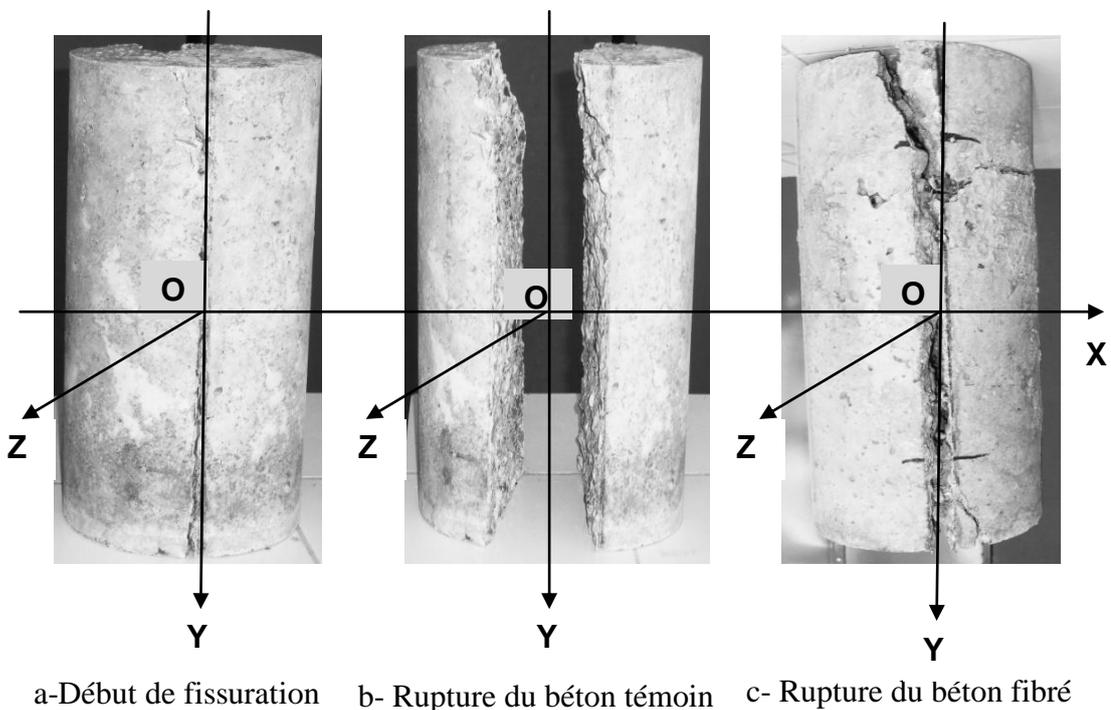


Figure 2-62 : Rupture des éprouvettes.

### III.2. Résistance à la traction par fendage.

Si  $P$  est la charge de compression maximale produisant la rupture, la résistance en traction par fendage s'écrit [DRE. 95] :

$$f_{tb} = \sigma_{cptb} = \frac{2P}{\pi DL}$$

Avec ' $D$ ' diamètre de l'éprouvette et ' $L$ ' sa longueur.

Les valeurs des contraintes à fissuration ( $\sigma_{cp}$ ), obtenues par l'essai de traction directe et par l'essai de fendage, sont regroupées dans le tableau 2-22. Nous constatons que la contrainte post-fissuration en fendage est légèrement inférieure (5 à 7% en moyenne) à celle donnée par la traction directe (Fig. 2-63) et que la teneur en fibres de 0.6% offre la plus grande contrainte post-fissuration pour les deux rapports  $S/G$ .

Sollicitation	Contrainte post-fissuration $\sigma_{cp}$ [MPa]					
	S/G=0.8			S/G=1		
	BT (W=0%)	W=0,6%	W=0,8%	BT (W=0%)	W=0,6%	W=0,8%
Traction directe ( $\sigma_{cpt}$ )	2,24	2,1	1,9	2,29	2,25	1,9
Traction par fendage ( $\sigma_{cptb}$ )	1,9	2,1	1,8	2	2,2	1,9
Traction par flexion ( $\sigma_{cptf}$ )	2,9	3,4	3,6	3,1	3,6	3,7
$K_1 = \sigma_{cpt} / \sigma_{cptb}$	1,17	1,00	1,05	1,14	1,02	1,00
$K_{1\text{moy.}}$	1,07			1,05		
$K_2 = \sigma_{cptb} / \sigma_{cptf}$	0,66	0,62	0,5	0,65	0,61	0,51
$K_{2\text{moy.}}$	0,59			0,59		

Avec :  $k_1$  et  $k_2$  coefficients de correction,  $\sigma_{cpt}$  contrainte post-fissuration en traction directe,  $\sigma_{cptf}$  contrainte post-fissuration en flexion et  $\sigma_{cptb}$  contrainte post-fissuration en fendage.

Tableau 2-22 : Contraintes post-fissuration en traction directe et en fendage.

Les résistances à la traction par traction directe, par flexion et par fendage s'écrivent respectivement :

$$f_t = \sigma_{cpt}, \quad f_{tf} = \sigma_{cptf} \quad \text{et} \quad f_{tb} = \sigma_{cptb}$$

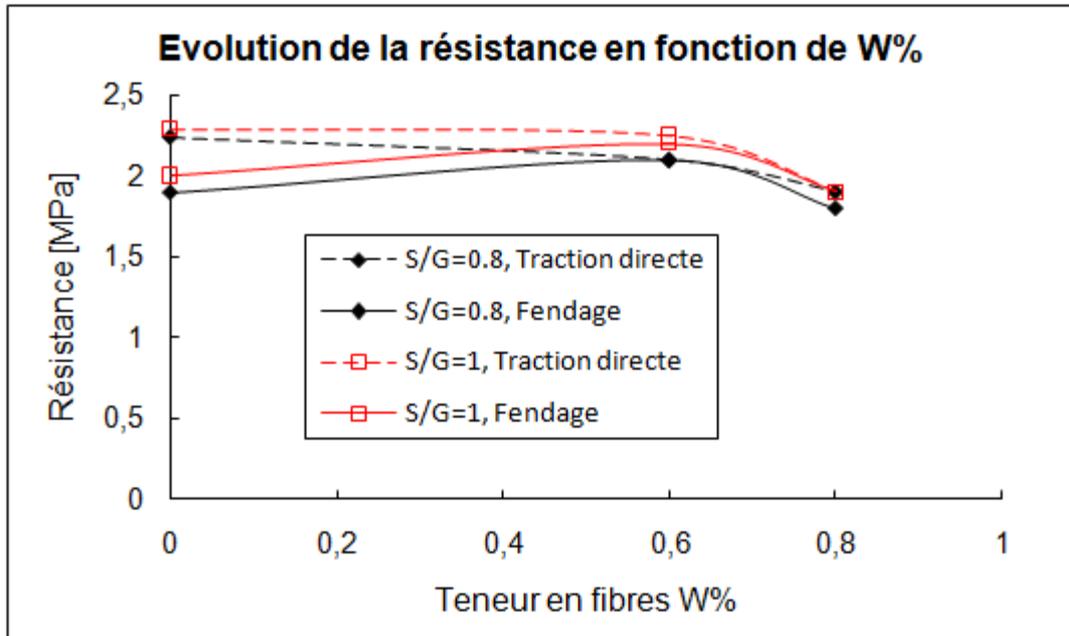


Figure 2-63 : Evolution de la résistance en fonction de W%.

### III.3. Comparaison des résistances à la traction obtenues par l'essai de traction directe et par l'essai de flexion avec la résistance donnée par l'essai de fendage.

La résistance à la traction obtenue par l'essai de fendage est inférieure à celle donnée par l'essai de traction directe et l'essai de flexion.

Le rapport de la résistance obtenue par l'essai de traction directe sur la résistance à la traction par fendage est en moyenne de 1.07 pour le béton avec  $S/G=0.8$  et de 1.05 pour le béton avec  $S/G=1$ . La résistance en traction peut s'écrire donc :

$$\begin{cases} f_t = k_{1\text{moy}} f_{tb} \\ k_{1\text{moy}} = 1.07 \text{ pour } \frac{S}{G} = 0.8 \\ k_{1\text{moy}} = 1.05 \text{ pour } \frac{S}{G} = 1 \end{cases}$$

La résistance par fendage peut être exprimée aussi, en fonction de la résistance par flexion, par la relation suivante :

$$\begin{cases} f_{tb} = k_{2\text{moy}} f_{tf} \\ k_{2\text{moy}} = 0.59 \end{cases}$$

La valeur du coefficient de proportionnalité  $k_{2\text{moy}}$  est proche de celle du coefficient de corrélation donnée par NARAYANAN :

$$f_{tb} = 0.65f_{tf} \quad [\text{NAR. 81}]$$

et par B. FOURE :

$$f_{tb} = 0.6f_{tf}$$

#### **IV. Conclusion**

Cette étude montre que la présence des fibres confère au composite une certaine ductilité et augmente légèrement sa résistance. Le comportement obtenu est similaire à celui de la flexion et de la traction directe. La résistance à la traction obtenue indirectement par l'essai de fendage est inférieure à celle de l'essai de traction directe et de flexion. La capacité portante du béton fibré après la fissuration localisée est relativement faible par rapport à celle de la traction directe et de la flexion.

Malgré la facilité de sa mise en œuvre, cet essai présente l'inconvénient de ne pas bien rendre compte du comportement du composite après fissuration.

### 2.3.5-DISPERSION DES RESULTATS OBTENUS PAR LES ESSAIS DE CARACTERISATION MECANIQUE

Du fait que le nombre d'essais effectués pour chaque expérience (3 essais par expérience) n'est pas statistiquement représentatif pour pouvoir caractériser la dispersion des résultats par l'écart type, nous la caractérisons donc par l'écart moyen ( $\Delta X = |X_i - \bar{X}|$ ) ramené à la moyenne arithmétique ( $\bar{X} = \sum_{i=1}^n X_i/n$ ). Les valeurs calculées de ce critère ( $\Delta X/\bar{X}$ ) sont données dans le tableau 2-23. Au vu de ces résultats nous constatons que :

- L'essai de traction directe est très dispersif malgré les précautions prises lors de la préparation des expériences et la mise au point du dispositif de fixation des éprouvettes. Les dispersions sont élevées, particulièrement pour les teneurs en fibres de 1%, 1,2% et 1,5% pour le béton avec un rapport  $S/G=1$  et la teneur de 1,5% pour le béton avec un rapport  $S/G=0.8$ . Nous remarquons que pour le béton avec un rapport  $S/G=0.8$  les dispersions relatives à la contrainte résiduelle  $\sigma_{res}$  sont inférieures à celles relatives à la contrainte post-fissuration  $\sigma_{cp}$  et les dispersions sont globalement inférieures à celles du béton avec un rapport  $S/G=1$ .

Cette variabilité des résultats peut s'expliquer par l'hétérogénéité des composants du béton et / ou par la qualité de précision des surfaces de l'éprouvette. Certains défauts de forme et de position des surfaces d'appui de l'éprouvette peuvent modifier jusqu'à la nature de la sollicitation.

- Le taux de dispersion est relativement faible en compression. Notons que le béton de rapport  $S/G=1$  est plus dispersif que le béton de rapport  $S/G=0.8$ . Un pic de la valeur de la dispersion, relative à la résistance  $f_{cj}$ , est relevé pour le béton de rapport  $S/G=1$  renforcé par 1.2% de fibres.

- En flexion, comme pour la compression, la dispersion est faible. La dispersion des résultats des essais pour le béton de rapport  $S/G=0.8$  est inférieure à celle du béton de rapport  $S/G=1$ .

- Pour le fendage, la dispersion est aussi faible que celle observée pour la flexion. Par contre, le béton de rapport  $S/G=0.8$  est plus dispersif que le béton de rapport  $S/G=1$ .

W%	S/G=0.8									
	$\sigma_{cp moy}$ [MPa]	$\Delta \sigma_{cp}$ / $\sigma_{cp moy}$	$\varepsilon_{cp moy}$ $\times 10^{-5}$	$\Delta \varepsilon_{cp}$ / $\varepsilon_{cp moy}$	$\sigma_{res moy}$ [MPa]	$\Delta \sigma_{res}$ / $\sigma_{res moy}$	$\varepsilon_{rup moy}$ $\times 10^{-5}$	$\Delta \varepsilon_{rup}/$ $\varepsilon_{rup moy}$	$E_{moy}$ [MPa]	$\Delta E/E_{moy}$
0% (BT)	2.24	15%	4.9	17%	X	X	X	X	32900	3%
0.4%	2.44	9%	6.5	15%	0.28	12%	39.9	10%	33100	3%
0.6%	2.1	10%	6.4	14%	1.44	7%	74.8	13%	30100	2%
0.8%	1.9	13%	5.4	14%	1.27	11%	96.1	5%	29400	5%
1%	1.65	11%	5.7	9%	1.3	5%	63.8	5%	29900	2%
1.2%	1.4	11%	5.5	15%	0.52	4%	57.4	12%	26300	2%
1.5%	0.42	33%	1.3	14%	0.22	24%	10.3	28%	25300	4%

W%	S/G=1									
	$\sigma_{cp moy}$ [MPa]	$\Delta \sigma_{cp}$ / $\sigma_{cp moy}$	$\varepsilon_{cp moy}$ $\times 10^{-5}$	$\Delta \varepsilon_{cp}$ / $\varepsilon_{cp moy}$	$\sigma_{res moy}$ [MPa]	$\Delta \sigma_{res}$ / $\sigma_{res moy}$	$\varepsilon_{rup moy}$ $\times 10^{-5}$	$\Delta \varepsilon_{rup}/$ $\varepsilon_{rup moy}$	$E_{moy}$ [MPa]	$\Delta E/E_{moy}$
0% (BT)	2.29	9%	7.3	7%	X	X	X	X	29500	4%
0.4%	2.4	6%	6.4	6%	0.22	6%	59.8	6%	32000	2%
0.6%	2.25	18%	13.7	13%	1.53	19%	377.6	26%	34800	1%
0.8%	1.9	16%	25	17%	1.1	17%	291.1	10%	35400	1%
1%	1.6	33%	5.13	31%	1.09	38%	34.1	31%	25000	2%
1.2%	1.06	27%	1.2	22%	0.83	25%	8.17	27%	26000	5%
1.5%	0.95	25%	0.73	24%	0.32	20%	3.5	34%	27000	7%

a: Essai de traction directe.

S/G=0.8						
W%	$fcj_{moy}$ [MPa]	$\Delta fcj/ fcj_{moy}$	$\varepsilon_{cmoy} \times 10^{-4}$	$\Delta \varepsilon_c / \varepsilon_{cmoy}$	$E_{moy}$ [MPa]	$\Delta E/E_{moy}$
0% (BT)	23.5	7%	26,6	7%	32900	6%
0.4%	27.73	2%	26,1	3%	33100	6%
0.6%	22.1	8%	28,5	4%	30100	3%
0.8%	19.25	5%	30	4%	29400	3%
1%	16.01	6%	39	6%	29900	10%
1.2%	11.5	9%	20	10%	26300	6%

S/G=1						
W%	$fcj_{moy}$ [MPa]	$\Delta fcj/ fcj_{moy}$	$\varepsilon_{cmoy} \times 10^{-4}$	$\Delta \varepsilon_c / \varepsilon_{cmoy}$	$E_{moy}$ [MPa]	$\Delta E/E_{moy}$
0% (BT)	25,32	4%	31	4%	32830	2%
0.4%	27,32	5%	30,3	3%	33091	1%
0.6%	24,21	12%	31,9	6%	30756	4%
0.8%	19,2	12%	32,5	3%	29536	6%
1%	15,2	11%	30,8	4%	27304	6%
1.2%	6,7	34%	26	11%	21031	3%

b: Essai de compression simple.

S/G=0.8					S/G=1			
W%	$f_{tfmoy}$ [MPa]	$\Delta f_{tf}/$ $f_{tfmoy}$	$f_{tfrés moy}$ [MPa]	$\Delta f_{tfrés}/$ $f_{tfrés moy}$	$f_{tfmoy}$ [MPa]	$\Delta f_{tf}/$ $f_{tfmoy}$	$f_{tfrés moy}$ [MPa]	$\Delta f_{tfrés}/$ $f_{tfrés moy}$
0% (BT)	3,1	12%	0	X	3,32	9%	0	X
0.6%	3,72	6%	0.84	5%	3,99	9%	1.2	8%
0.8%	4,34	5%	1.93	6%	4,41	7%	1.65	7%

S/G=0.8						
W%	$P_{Maxoym}$ [kN]	$\Delta P_{Max}/$ $P_{maxmoy}$	$f_{PMaxmoy}$ [mm]	$\Delta f_{Pmax}/$ $f_{Pmaxmoy}$	$P_{rés.moy}$ [kN]	$\Delta P_{rés}/$ $P_{rés.moy}$
0% (BT)	10	11%	0,35	11%	0	X
0.6%	12	6%	0,32	6%	2,7	5%
0.8%	14	5%	0,36	5%	6,2	5%

S/G=1						
W%	$P_{Maxoym}$ [kN]	$\Delta P_{Max}/$ $P_{maxmoy}$	$f_{PMaxmoy}$ [mm]	$\Delta f_{Pmax}/$ $f_{Pmaxmoy}$	$P_{rés.moy}$ [kN]	$\Delta P_{rés}/$ $P_{rés.moy}$
0% (BT)	10,7	9%	0,3	9%	0	X
0.6%	12,9	9%	0,27	9%	3,84	9%
0.8%	14,23	7%	0,34	8%	5,3	7%

c: Essai de flexion.

S/G	0.8		1	
W%	$f_{ibmoy}$ [MPa]	$\Delta f_{ib}/f_{ibmoy}$	$f_{ibmoy}$ [MPa]	$\Delta f_{ib}/f_{ibmoy}$
0% (BT)	2	10%	1.9	3,5%
0.6%	2.2	6,6%	2.1	3,1%
0.8%	1.9	10,5%	1.8	7,5%

d: Essai de fendage.

Tableau 2-23: Valeurs de l'écart moyen ramené à la moyenne arithmétique pour les différents essais mécaniques.

### 2.3.6- COMPARAISON DES PERFORMANCES DE RESISTANCE DES COPEAUX AVEC CELLES DES FIBRES CLASSIQUES

Comme référence pour cette comparaison qui porte sur la résistance à la traction, à la compression, à la flexion et au fendage, nous considérons les fibres ondulées EUROSTEEL en acier tréfilé à haute résistance mécanique [ZHA. 91] et les fibres DRAMIX commercialisées par BEKAERT [ADJ. 00]. Les premières ont un diamètre de 1mm et une longueur de 60mm et les secondes ont une longueur de 50 mm.

Le critère retenu pour comparer le comportement du béton renforcé de copeaux avec celui de bétons renforcés avec les autres fibres est la résistance à la rupture. L'augmentation de la résistance est exprimée en pourcentage de la résistance du béton témoin. Elle est donnée dans le tableau 2-24 ci-dessous.

Caractéristique mécanique	Augmentation de la résistance du béton fibré par rapport à celle du béton témoin.		
	Types de renfort.		
	Fibres ondulées EUROSTEEL [ZHA. 91]	Fibres DRAMIX [ADJ. 00].	Copeaux
Résistance à la traction	16%	*	<b>9%</b>
Résistance à la compression.	9% à 17%	9,5%	<b>18%</b>
Résistance à la traction par flexion.	55%	54%	<b>40%</b>
Résistance à la traction par fendage.	35%	45%	<b>10,5%</b>

Tableau 2-24: Augmentation de la résistance du béton fibré, par rapport à celle du béton témoin, apportée par différents renforts.

L'étude comparative de l'augmentation de la résistance, pour différentes sollicitations, du béton témoin engendrée par l'incorporation des fibres de référence avec celle engendrée par les copeaux montre que l'apport de ces derniers n'est pas négligeable (Tableau 2-24). Cette augmentation est de l'ordre de 56 % à 100%, de

celle des fibres conventionnelles, pour la traction et la compression. Elle est de 30% à 74% pour le fendage et la flexion. Notons que l'augmentation de la résistance à la compression induite par les copeaux est du même ordre que celle générée par les fibres classiques alors que pour le fendage elle n'en représente qu'une faible proportion.

Avec ces performances et un apport notable de ductilité pour le comportement du composite, le recyclage des copeaux comme renfort pour le béton peut être favorablement envisagé. Pour les copeaux, objet de notre étude, la composition du béton la plus avantageuse est celle contenant 0.6% de copeaux noyés dans une matrice en béton de rapport sable sur gravier égal à 1.

## Conclusion

La composition du béton est obtenue avec la méthode de DREUX-GORISSE. Les constituants de cette composition sont le sable de l'oued SEBAOU, les granulats de même provenance, le ciment de type CPJ-CEMII/B dans la classe 42.5, l'eau et le plastifiant MEDAFLOW 30. La matrice béton est renforcée par des copeaux comportant huit ondulations réparties sur une longueur de 50 mm. Cette géométrie des copeaux est déterminée par l'essai à l'arrachement.

Les rapports  $S/G$  assurant une meilleure maniabilité pour les différentes teneurs en fibres retenues pour cette étude sont  $S/G=0.8$  et  $S/G =1$ . Ils donnent des temps d'écoulement optimums très proches pour les différentes compositions de béton. L'étude de l'influence de la teneur en fibres sur l'ouvrabilité du béton montre que le temps d'écoulement optimum du béton et le rapport  $S/G$  optimum croissent avec l'augmentation du pourcentage de fibres. De plus, au-delà d'une certaine valeur du rapport sable/gravier, en l'occurrence ici  $S/G = 1,4$ , la teneur en fibres n'a pratiquement pas d'influence sur le temps d'écoulement. Pour cette valeur de  $S/G$ , le comportement du béton est proche de celui du béton auto-plaçant.

Le dispositif spécial de fixation des éprouvettes, conçu dans le cadre de cette étude est mis à l'épreuve avec succès, il nous a permis de réaliser nos essais de traction directe sur des éprouvettes en béton de fibres métalliques. Les courbes contraintes-déformations enregistrées ont servi à caractériser le comportement mécanique du béton renforcé par des copeaux comparativement au béton seul.

Nous constatons que l'ajout des copeaux dans la matrice en béton améliore la résistance et la rigidité du composite et lui confère une ductilité significative. Le comportement de ce composite est décrit par une phase élastique linéaire avant la rupture, suivie d'une chute brutale de l'effort qui se stabilise à un niveau correspondant à la capacité portante résiduelle développée dans la phase finale. Ce comportement est obtenu avec les essais de traction directe, de flexion et de fendage. L'équipement utilisé pour l'essai de compression simple ne nous permet pas d'enregistrer le comportement du composite au delà du point de contrainte maximum (pic de contrainte).

Nous remarquons aussi que la présence des copeaux dans le béton, selon leur teneur, joue deux rôles opposés. A faible pourcentage, ils pontent les microfissures et reprennent les efforts à travers les macrofissures développées. Le pontage des microfissures retarde la localisation de la fissuration et engendre une augmentation de la résistance en traction. La reprise des efforts confère une ductilité au matériau. A teneur élevée, nous avons une réduction de la compacité qui entraîne une diminution de la résistance à la traction et à la compression.

Les coefficients de corrélation que nous avons obtenus, entre la résistance par traction directe et la résistance par flexion et entre la résistance par traction et la résistance par fendage, sont proches de ceux rencontrés dans la littérature. Ceci valide nos résultats de caractérisation par l'essai de traction directe.

Au vu des résultats obtenus, la composition du béton qui offre la plus grande résistance en traction et en compression et la plus grande contrainte de début de fissuration est celle contenant 0.4% de fibres, indépendamment du rapport sable sur gravier. Si nous considérons celle qui garantit un meilleur compromis résistance-ductilité et une meilleure résistance à la traction par fendage, nous prenons la composition qui contient 0.6% de fibres avec un rapport  $S/G=1$ . La plus grande résistance à la traction par flexion est obtenue avec le béton de rapport  $S/G=1$  renforcé avec 0.8% de fibres.

L'étude comparative de l'augmentation de la résistance du béton témoin engendrée par l'incorporation de deux types de fibres (Fibres ondulées EUROSTEEL en acier tréfilé à haute résistance mécanique de diamètre 1mm et de longueur 60mm, fibres DRAMIX commercialisées par BEKAERT de longueur 50mm) avec celle engendrée par l'ajout des copeaux montre que l'apport de ces derniers est significatif. Cette augmentation est de l'ordre de 56 % à 100%, de celle des fibres conventionnelles, pour la traction et la compression. Elle est de 30% à 74% pour la flexion et le fendage. Avec ces performances et un apport notable de ductilité pour le comportement post-rupture du composite, le recyclage des copeaux comme renfort pour le béton peut donc être favorablement envisagé.

Signalons enfin que l'essai de traction directe est très dispersif malgré les précautions prises lors de la préparation des expériences et la mise au point du

dispositif de fixation des éprouvettes. Les dispersions sont élevées, particulièrement pour les fortes teneurs en fibres. Pour les autres essais mécaniques la dispersion est faible.

## Conclusion générale

L'objectif de ce travail est de montrer que les copeaux résultant de l'usinage de pièces en acier peuvent être utilisés comme renfort pour le béton. Nous nous sommes donc intéressés, dans cette étude, au comportement rhéologique du béton armé de copeaux à l'état frais et à son comportement mécanique au jeune âge.

L'évaluation de l'ouvrabilité à l'aide du maniabilimètre LCL montre que les rapports sable sur gravier ( $S/G$ ) optimums sont  $S/G=0.8$  et  $S/G =1$ . Pour ces rapports, les temps d'écoulement minimums sont très proches pour les différentes compositions de béton. L'étude de l'influence de la teneur en fibres sur l'ouvrabilité du béton révèle de son côté que le temps d'écoulement et le rapport  $S/G$  optimums croissent avec l'augmentation du pourcentage de fibres. Signalons enfin que pour  $S/G = 1.4$ , le temps d'écoulement est pratiquement insensible à la variation de la fraction volumique de copeaux. Pour cette valeur de  $S/G$ , le comportement du béton est proche de celui du béton auto-plaçant.

La caractérisation par l'essai de traction directe du comportement mécanique du béton fibré a mis en évidence que la présence des copeaux engendre une amélioration de la résistance à la fissuration du composite et un apport de ductilité dans son comportement post - rupture. Ce comportement est décrit par une phase élastique linéaire avant la rupture, suivie d'une chute brutale de l'effort qui se stabilise à un niveau correspondant à la capacité portante résiduelle, développée dans la phase finale. Un comportement identique au précédent est révélé aussi par les essais de flexion et de fendage. Les essais de traction directe sont effectués grâce au dispositif de fixation des éprouvettes sur la machine, spécialement conçu et réalisé à cet effet.

Les essais de compression simple montrent que l'ajout des fibres en faible pourcentage apporte une légère augmentation de la résistance et de la rigidité, par contre, avec l'augmentation du volume des fibres, ces caractéristiques mécaniques tendent plutôt à diminuer.

Les essais de traction par flexion révèlent une nette amélioration du comportement, apportée par les copeaux. Cette amélioration apparaît clairement dans le domaine post-fissuration qui présente un palier de ductilité important.

Les essais de fendage montrent que la résistance du béton fibré, pour les deux teneurs étudiées, est très proche de celle du béton témoin. Les résultats de cet essai sont quasiment les mêmes que ceux obtenus avec la traction directe.

Des corrélations existent entre les résistances à la fissuration déterminées par chacun des essais de caractérisation mécanique effectués. Les coefficients de corrélation entre la résistance en traction donnée par l'essai de traction directe et la résistance en traction déterminée indirectement par l'essai de flexion ( $k_{moy}$ ) et par l'essai de fendage ( $k_{1moy}$  et  $k_{2moy}$ ), sont proches de ceux rencontrés dans la littérature.

Ces essais ont permis de mettre en évidence que le comportement mécanique du composite est fortement influencé par la fraction volumique de fibres, surtout dans sa phase post-rupture. A faible pourcentage, les copeaux pontent les microfissures et reprennent les efforts à travers les macrofissures développées. A teneur élevée, la réduction de la compacité du béton entraîne une diminution de sa résistance à la traction et à la compression. La composition du béton qui offre la plus grande résistance en traction et en compression et la plus grande contrainte de début de fissuration est celle contenant 0.4% de fibres, indépendamment du rapport sable sur gravier. Par contre, la composition à 0.6% de fibres avec  $S/G=1$  est celle qui garantit un meilleur compromis résistance - ductilité et une meilleure résistance à la traction par fendage. La plus grande résistance à la traction par flexion est obtenue avec le béton de rapport  $S/G=1$  renforcé avec 0.8% de fibres.

Le faible écart entre les valeurs expérimentales de la résistance en traction et celles calculées, avec la formule du BAEL, à partir de la résistance en compression et la concordance des coefficients de corrélation ( $k_{moy}$ ,  $k_{1moy}$  et  $k_{2moy}$ ) avec ceux rencontrés dans la littérature permettent de dire que nos résultats de traction directe sont corrects malgré une dispersion relativement élevée.

La comparaison des caractéristiques mécaniques du béton armé de copeaux avec celles de deux bétons de référence (bétons renforcés par des fibres classiques : Fibres ondulées EUROSTEEL et fibres DRAMIX) montre que les copeaux confèrent au béton témoin une augmentation de résistance non négligeable. Avec une augmentation significative de la résistance et un apport notable de ductilité dans le comportement post-rupture du composite, le recyclage des copeaux comme renfort pour le béton devient intéressant.

La dispersion des résultats de l'essai de traction directe est assez importante. Cette variabilité des résultats peut s'expliquer par l'hétérogénéité des composants du béton et par la qualité des surfaces de l'éprouvette. En effet, certains défauts de forme et de position des surfaces d'appui de l'éprouvette peuvent modifier jusqu'à la nature même de la sollicitation. Cette dispersion des résultats peut être réduite par l'amélioration de la planéité et de la position relative des surfaces d'appui de l'éprouvette sur les mors du dispositif de fixation. En perspective, la conception du moule métallique pourrait être améliorée par la prise en compte des spécifications techniques particulières de forme et de position à imposer aux surfaces d'appui de l'éprouvette.

Les objectifs assignés à cette étude nous semblent atteints. Néanmoins, pour diversifier la source de copeaux recyclables, il convient d'étendre l'étude aux copeaux continus droits. Ces copeaux, pouvant être classés dans la catégorie des fibres métalliques fonctionnant par adhérence, présentent l'avantage de réduire le risque de formation de pelotes ou d'oursin lors de la préparation du béton de fibre. Avec ce type de copeaux, le seuil de saturation du béton en copeaux pourra probablement être relevé.

## Références bibliographiques

1. [ABS. 86]. ABSI, E., NAAMAN, A.E., (1986) Modèle rhéologique pour les bétons de fibres. 3<sup>ème</sup> symposium international, Sheffield, 1986.
2. [ABS. 94]. ABSI, E. (1994) « Béton de fibres, synthèse des études et recherches réalisées au CEBTP », Annales de l'ITBTP N°520, 1994.
3. [ACI. 84]. ACI COMMITTEE (1984), "State of the art report on fibre reinforced concrete", Journal. American. Concrete Institute. March-April 1984, pp.140-146.
4. [ADJ. 00]. ADJRAD, A. (2000); "Renforcement du béton par des copeaux métalliques, étude expérimentale et modélisation", Thèse de magister 2000. Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, 2000.
5. [ALE. 92]. ALEXANDER S.D.B., SIMMONDS S.H.,(1992), «Punching shear tests of concrete slab-column joints containing fiber reinforcement», *ACI Structural Journal*, vol. 89, 1992, p. 425-432.
6. [ALL. 71]. ALLEN, H.G. (1971), Tensile properties of seven asbestos cements, composites, 1971, vol.2, p.98-103.
7. [ALW. 94]. ALWAN, J.M. , NAAMAN, A.E. (1994) New formulation for elastic modulus of fiber- reinforced quasi brittle matrices, *Journal of engineering mechanics*, Nov. 1994, vol.120, N°11, p. 2443-2460.
8. [ANT. 85]. ANTOINE, E.N. (1985), "Fibre reinforced for concrete", *Concrete International design and Construction*, Vol 7, N° 3, March 1985, pp.21-25.
9. [ATL. 08]. ATLAOUI, D.; BOUAFIA, Y., (2008) Characterisation 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
10. [BAA. 91]. BAALBAKI, W., AITCIN, P.C., BALLIVY, G. (1991) On predicting modulus of elasticity in high strength concrete, *ACI Material journal*, 1991, vol. 88, N° 6, p.603-612.
11. [BAL. 88]. BALAGURU, P.; RAMAKRISHAN, V., (1988) Properties of fiber reinforced concrete: workability behaviour under long – term loading and air-void characteristics. *ACI materials journal*, pp 189-196, may-June 1988.
12. [BAR. 81]. BARTOS, P., (1981) Review paper: Bond in fiber reinforced cements and concretes, *International journal of cement composite and lightweight concrete*, 1981, vol.3 n°3, p.1-18.

13. [BEA. 78]. BEAUMONT, P.W.R., ALESKA, J.C., (1978) Cracking and toughening of concrete and polymer-concrete dispersed with short steel wires. *Journal of materials science* 1978, vol.13, n°8, p.
14. [BEN. 85]. BENTUR, A.; MINDESS, S.; DIAMOND, S., (1985) Pull out processes in steel fiber reinforced cement, *Journal of materials sciences*, 1985, vol.20, n°10, p.3610-3620.
15. [BEN. 91]. BENTUR, A. and MINDESS, S. (1991) *Fiber reinforced cementitious composites*, London, New York: Elsevier Applied science, 1991, p.267.
16. [BER. 88]. BERNIER, G. (1988) « Composition, rhéologie, mise en œuvre et composition du béton de fibres métalliques » C.R. journées ENS CACHAN MRES 22-25 nov.1988, *Composite cement fibre* ; 19p
17. [BER. 91]. BERNIER, G. (1991) « Caractérisation et contrôle des bétons renforcés de fibres », *Annales de l'ITBTP N°494*, 1991
18. [BER.04]. BERNIER, G, *Formulation des bétons. Techniques de l'ingénieur. C2 210, 2004.*
19. [BOUA. 87]. BOUAFIA, Y., (1987) Simulation numérique du comportement moyen jusqu'à rupture d'une zone de poutre. Application au béton armé, béton précontraint et /ou béton de fibres. Mémoire de DEA, Université Pierre et Marie Curie, Paris 6, 1987.
20. [BOUA. 97a]. BOUAFIA, Y., ADJRAD, A., (1997), « Utilisation des fibres de récupération pour le renforcement du béton ». Séminaire National de Génie Civil, M'sila, 16 - 17 novembre 1997, Volume I, matériaux de construction.
21. [BOUA. 97b]. BOUAFIA, Y., FOURE, B., KACHI, MS., (1997), « Proposition d'une relation contrainte - déformation pour le béton armé de fibres d'acier ». Séminaire National de Génie Civil, M'sila, 16 - 17 novembre 1997, Volume I, matériaux de construction
22. [BOUA. 98]. BOUAFIA, Y.; FOURE, B.; KACHI, M .S. (1998), "Relation effort- ouverture des fissures dans le cas du béton armé de fibres d'acier", *Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*, n°2, avril 1998.
23. [BOUA. 99]. BOUAFIA, Y., KACHI, M.S., ADJRAD, A., (1999), « Renforcement du béton par des fibres en copeaux ». Colloque Maghrébin de Génie Civil, GMGC'99, Annaba, Novembre 1999.
24. [BOUA. 00a]. BOUAFIA, Y., KACHI, MS., FOURÉ, B., (2000), « Numerical modeling of the behavior of steel fiber reinforced concrete ». II. *International Symposium on Cement and Concrete Technology in the 2000s*. Turkish Cement Manufacturers' Association – European Cement Association.

- Sept. 6 - 10, 2000, Istanbul - Turkiye, ISBN 975-8136-09-7. Vol. 2, pp. 582-591.
25. [BOUA. 00b]. BOUAFIA, Y., KACHI, MS., FOURE B., (2000), « Relation simplifiée contrainte - déformation du béton armé de fibres ». 1<sup>er</sup> Séminaire National, 'Mécanique des Géomatériaux et Structures', 17 - 18 avril 2000, Guelma.
  26. [BOUA. 02]. BOUAFIA, Y., KACHI, M.S., FOURE, B., (2002), "Relation contrainte- déformation en traction du béton armé de fibres d'acier", Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, n°3, juin 2002.
  27. [BOUA. 06a]. BOUAFIA, Y., BOUZEROURA, M., KACHI, MS., HANNACHI, NE., (2006), « Comportement du béton armé de fibres ondulées ». Cinquième Conférence Internationale sur la Science des Matériaux (CSM5), CNRS France - Beyrouth - Liban, 17-19 mai 2006, Editeur : T. Hamieh, Volume V.
  28. [BOUA. 06b]. BOUAFIA Y., KACHI MS., GHAZI F., AIT TAHAR K., (2006), « Prédiction de la rupture des sections circulaires en béton armé et béton armé de fibres ». Association de Mécanique Franco-Marocaine (AF3M), 4<sup>ème</sup> Edition des Journées d'Etudes Techniques (JET 2006), 26 -28 avril, Marrakech – Maroc.
  29. [BOUA. 11]. BOUAFIA Y., KACHI, MS., ATLAOUI D., DJEBALI S.,(2011) "Study of mechanical behaviour of concrete in direct tension », The International Conference on Structural Analysis of Advanced Materials, ICSAAM 2011, 7-11 september, Sinaia, Romania, pp. 55 – 61, ISSN 2247 – 8337
  30. [BOUA. 12]. BOUAFIA Y., KACHI MS., ATLAOUI D., DJEBALI S.,(2012), « Study of mechanical behavior of concrete in direct tensile», Applied Mechanics and Materials, Vol. 146, Trans Tech Publications, Switzerland, 2012, pp. 64 – 73, doi : 10.4028,
  31. [BOUH. 06]. BOUHERAOUA, A. (2006) Effets des fibres bi-ondulées sur le comportement du béton, étude expérimentale, Thèse de magister 2006, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.
  32. [BOUR. 06]. BOURAS, R. ; KACI, S. et ROTH, J.C. (2006), Approche théorique et expérimentale du comportement rhéologique des bétons de fibres métalliques à l'état frais, Rhéologie, Vol. 9, 22-27 (2006).
  33. [BOUZ. 03]. BOUZEROURA, M., (2003) Etude du comportement du béton de fibres ondulées. Proposition d'une relation simplifiée contrainte-déformation. Magister en génie civil- Université de Tizi-Ouzou, 2003.
  34. [BOUZ. 09]. BOUZEROURA M., BOUAFIA Y.,(2009) « Valorisation des déchets d'usinage des pièces en acier – fabrication des bétons armés de fibres

- métalliques ondulées ». Séminaire International, Innovation et valorisation dans le génie civil, 05 – 07 février 2009, Yasmine Hammamet, Tunisie.
35. [BOUZ. 10]. BOUZEROURA, M., BOUAFIA, Y., KACHI, MS.,(2010) « Model of behavior at pulling of the reinforced concrete of waved fibers », Bulletin of Applied Mechanics, ISSN 1801-1217, Ed. Czech Technical University in Prague (Technicka 4), Prague, Czech Republic, 2010,
  36. [BRAN. 85]. BRANDT, A.M., (1985) On the optimal direction of short metal fibers in brittle matrix composites, Journal of materials science 1985, vol.20, n°11, p.3831-3841.
  37. [BRAN. 95]. BRANDT, A. M. (1995) Cement – based composites materials, Mechanical properties and performance, London: E & FN spon, 1995, p.142.
  38. [BRAU. 80]. BRAUN, M. ; MAJDIC, A. (1980), "Reinforcing castables with stainless steel fibres" Intercera, Vol 129, pp.113-118.
  39. [BRI. 04]. BRIGHENTI, ROBERTO (2004) “A mechanical model for fiber reinforced composite materials with élastoplastique matrix and interface debonding”, Computational materials science 29(2004) 475-493.
  40. [BUR. 78]. BURAKIEWICZ, A.,(1978) Testing of fiber bond strength in cement matrix, Proceeding RILEM symposium; testing and test methods of fiber cement composites, Sheffield, the construction press,1978, p.355-365.
  41. [CAS. 95]. CASANOVA, P. ; ROSSI, P. ; SCHALLER, I., (1995) Les fibres d’acier peuvent-elles remplacer les armatures transversales dans les poutres en béton armé, Bulletin de liaison, LCPC, n° 195, janvier 1995.
  42. [CHA. 93]. CHANVILLARD G., (1993) « Analyse expérimentale et modélisation micromécanique du comportement des fibres d’acier tréfilées ancrées dans une matrice cimentaire », Etudes et recherches du laboratoire des ponts et chaussées, série ouvrage d’art OA12, 1993.
  43. [CHE. 10]. CHERGUI, N.,(2010), Caractérisation en statique du comportement en traction directe du béton armé de fibres en copeaux, Mémoire de magister en génie civil, Université M. MAMMERI de TIZI – OUZOU, 2010.
  44. [CHI. 04]. CHICUREL RICARDO et RIOS SARA,(2004) “Stress analysis of an embedded fibre by superposition of virtual forces”, Mechanics of materials 36 (2004) 573- 583.
  45. [CHO. 97]. CHOUCI, C.S. et BENZEGGAGH, M.L. (1997) – The effect of interphase on the elastic behavior of a glass/ epoxy bundle. Composites sciences and technology 57 (1997) 617-622.
  46. [CHR. 86]. CHRISTENSEN, R.M., LO, K.H. (1986) : solutions for effective shear properties, in three phase sphere and cylinder models, Journal of mechanics and physics of solids, 1986, Vol. 34, p.639.

47. [COX. 52]. COX H.L., (1952) 'The elasticity and strength of paper and other fibrous materials', *British Journal of Applied Physics*, 3, N°1 (1952) 72-79
48. [CUY. 77]. CUYKENS T., VANSTERMANS J., (1977) "Bétons de fibres en acier », Extrait de C.S.T.C. Revue N°3, Septembre 1977.
49. [DEH. 74]. DEHOUSSE, N. ; LEJEUNE, A. ; KUYKENS, T., (1974) Les mortiers et bétons renforcés de fibres d'acier, Bruxelles, C.S.T.C. Revue n°2, 1974.
50. [DEH. 75]. DEHOUSSE, N. (1975) «Fiber reinforced cement and concrete» RILEM SYMPOSIUM, GB. The construction press L.T.D. ed. Adam Neuilly 1975.
51. [DJE. 10]. DJEBALI, S., ATLAOUI, D., BOUAFIA, Y., (2010) « Caractérisation en traction directe du béton de fibres métalliques », ACMA, 2010, May 12-14, Marrakech, Morocco.
52. [DJE. 11a]. DJEBALI S., ATLAOUI D., BOUAFIA Y., (2011) "Caractérisation en traction directe du béton de fibres métalliques", *Matériaux & Techniques*, n° 99, pp. 327 – 338, EDP Sciences, 2011,
53. [DJE. 11b]. DJEBALI S., BOUAFIA Y., ATLAOUI D., BILEK A.,(2011) « Study of mechanical behavior of chips reinforced concrete », *Advanced materials research*, Vol. 324, Trans Tech Publications, Switzerland, 2011, pp. 360 – 363, doi : 10.4028, ID : 41.103.191.28-
54. [DRE. 95]. DREUX, G. et FESTA, J. (1995), "Nouveau guide de béton et de ses constituants". Edition EYROLLES. 7<sup>ème</sup> Edition 1995.
55. [DUP. 05]. DUPONT, D.; VANDEWALLE, L., (2005) «Distribution of steel fibers in rectangular sections », *Cement and Concrete Composites*, 27 (2005), pp. 391-398.
56. [EDI. 72]. EDINGTON, J. HANNANT, (1972) Steel fiber reinforced of compacting by vibration, *mat. et const*, 5, n°25, janvier - février 1972.
57. [ELH. 90]. ELHACHEM, M.,( 1990) 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.
58. [FAL. 94]. FALKNER H., KUBAT B., DROESE S., (1994), «Durchstanzversuche an Platten aus Stahlfaserbeton». *Bautechnik*, vol. 71, 1994, p. 460-467.
59. [FAL. 07]. FALKNER H.,(2007), «Steel fibre and polymere concrete – basics, model code 2007 and applications». *Evoluzione nella sperimentazione per le costruzioni*, April 2007, Cyprus, pp.381-400.

60. [FAN. 85]. FANELLA, D.A.; NAAMAN, A.E.,( 1985) Stress-strain properties of fiber reinforced mortar in compression. Journal of the American concrete institute, vol. 79, n°4, July-august 1985.
61. [GOP. 86]. GOPALARATNAM, V.S., SHAH, S.P., (1986) Micromechanical model for the tensile fracture of steel fiber reinforced concrete, Proceeding, RILEM symposium: Developments in fiber reinforced cement and concrete, 1986, FRC 86, article 1.3, 10p.
62. [GOP. 87]. GOPALARATNAM, V.S., ABU-MOKHTAR, H.J.( 1987) Investigation of the pull-out characteristics of steel fibers from mortar matrix, 1987, Proceeding, international symposium on fibers reinforced concrete, Madras, India, vol.2, p.201-211.
63. [GOP. 87a]. GOPALARATNAM, V.S., JIN-CHENG, (1987), On the modeling of inelastic interfaces in fibrous composites, 1987, Proceeding, Bonding in cementitious composites, Boston, Materials research society, vol.114, p.225-232.
64. [GOP. 87b]. GOPALARATNAM, V.P. and SHAH, S.P. (1987) Tensile fracture of steel-fiber reinforced mortar, Journal of engineering mechanics division, ASCE, 1987, vol. 113, p.635-652.
65. [GOS. 99]. GOSSLA U., (1999), Tragverhalten und Sicherheit betonstahlbewehrter Stahlfaserbetonteile – Theorie und Anwendung, Thèse de doctorat, Technische Universität Braunschweig, 1999.
66. [GOS. 06]. GOSSLA U., (2006), «Flachdecken aus Stahlfaserbeton», *Beton- und Stahlbetonbau*, vol. 101, 2006, p. 94-102.
67. [GRA. 84]. GRAY, R.J., ( 1984) Analysis of the embedded fiber length on fiber debonding length and pull-out from an elastic matrix, part 1, 1984, Review of theories, Journal of materials science, vol.19, n°3, p. 861-870.
68. [HAN. 78]. HANNANT, D., (1978) Fiber cements and fiber concretes, Chichester, John Wiley and Sons, 1978, 219p.
69. [HAR. 95]. HARAJLI M.H., MAALOUF D., KHATIB H., (1995), «Effect on the punching shear strength of slab-column connections», *Cement & Concrete Composites* 1995; 17:161-170.
70. [HEL. 72]. HELFET, J.L., HARRIS, B. (1972), Fracture toughness of composites reinforced with discontinuous fibers, Journal of materials science, 1972, Vol. 7, n°5, p.494-498.
71. [HIN. 72]. HING, P., GROVES, G. W., ( 1972) The strength and fracture toughness of polycrystalline magnesium oxide containing metallic particles and fibers, Journal of materials science, 1972, Vol. 7, n°4, p.427-434.
72. [HOL. 66]. HOLISTER, G.S., THOMAS, C., (1966), Fiber reinforced materials, New York, Elsevier, 1966, 154p.

73. [HUG. 75]. HUGHES, B.P.; FATTUHI, N.I., (1975), Fiber bond strengths in cement and concrete, Magazine of concrete research, 1975, vol. 27, n° 92, p.161-166.
74. [HUG. 76]. HUGHES, B.P.; FATTUHI, N.I., (1976), «The workability of steel reinforced concrete» GB. MAGAZINE of concrete research, vol. 28 N°96 pp 157-161. 1976.
75. [JEJ. 77]. JEJCIC, O.; ZANGHLLINE, F., (1977), Mortier et ciment armé de fibres : une étude bibliographique, Annales de l'I.T.B.T.P., Suppl. n°347, Série matériaux 51, pp. 46-87, 1977.
76. [JIN. 81]. JINDAL, R.L., (1981), Shear and moment capacities of steel fiber reinforced concrete beams, USA, AM Concr. Inst, SP81.1, 1981.
77. [JOH. 80]. JONSTON, C.D., (1980), Properties steel fiber reinforced mortar and concrete, proceeding of the symposium on fibrous held. In London, 1980.
78. [KACH. 97]. KACHI, M.S. (1997) « Calcul non linéaire jusqu'à rupture, d'une section en béton armée de fibres métalliques », Thèse de magister, université M. MAMMERI de Tizi-Ouzou, fév. 1997.
79. [KACI. 97]. KACI, S., BOUAFIA, Y., KACHI, MS., (1997), « Etude du comportement mécanique du béton armé de fibres métalliques (approche expérimentale) ». Séminaire National de Génie Civil, M'sila, 16 - 17 novembre 1997, Volume I, matériaux de construction.
80. [KEJ. 64]. KELLY, A., TYSON, W.R., ( 1964) 'Fiber strengthened materials', in High Strength Materials, V.F. Zackay Ed., J. Wiley & Sons, London (1964) 578-602
81. [KEL. 76]. KELLY, A., SWEBEN, C., ( 1976) Poisson contraction in aligned fiber composites showing pull-out, Journal of materials science letter ,1976, vol.11,n°3, p.583-586.
82. [KRE. 87]. KRENCHEL, H. (1987) Fiber reinforced brittle matrix materials, A.C.I. International symposium, sp 44. 3 USA 1987.
83. [KRE. 88]. KRENCHEL, H., (1988) Fiber reinforcement. Academisk Forlag, Copenhagen, 1988, p.70.
84. [LAN. 71]. LANKARD, D.R. & SHEETS, H.D. (1971); «Use of steel wire fibres in refractory castables». Am. Cer. Soc., Vol. 63, No.7, 1971.
85. [LAT. 07]. LATASTE, J.F.; BEHLOUL, M.; BREYSSET, D., (2007) Caractérisation d'un béton fibré par méthode non destructive, 25ème rencontres de l'AUGC, 23-25 mai 2007.
86. [LAU. 07]. LAURE, P. SILVA, L. ; COUPEZ, T. et TOUSSAINT, F. (2007), Simulations Numériques de l'écoulement de béton chargé de fibres, 18ème Congrès Français de Mécanique Grenoble, 27-31 août 2007,

87. [LAW. 72]. LAWRENCE, P., (1972), some theoretical considerations of fiber pull-out from an elastic matrix, Journal of materials science 1972; vol.7, n°1, p.1-7.
88. [LIM. 86]. LIM, T.Y., PARAMASIVAM, P., MANSUR, M.A., LEE, S.L., Tensile behavior of steel fiber reinforced cement composites, Proceeding, RILEM symposium: Developments in fiber reinforced cement and concrete, FRC 86, article 1.2, 9p.
89. [LIM. 87]. LIM, T.Y., PARAMASIVAM, P., MANSUR, M.A., LEE, S.L., (1987) Analytical model for tensile behavior of steel fiber concrete, Journal of American concrete institute, materials, 1987, vol. 84, n°4, p.286-298.
90. [LI. 92a]. LI, V.C. (1992) Post-crack scaling relation for fibre reinforced cementitious composites, journal of materials in civil engineering, 1992, vol. 4 N° 1, and p.41-57.
91. [LI. 92b]. LI, V.C., LEUNG, C.K.Y. (1992) Theory of the steady state and multiple cracking of random discontinuous fiber reinforced brittle matrix composites, ASCE, journal of engineering mechanics, 1992, vol. 118, N°11, p.2246-2264.
92. [LOU. 89]. LOU, H.A., WENG, G.J. (1989) On ESHELBY's stress tensor in a three phase cylindrical concentric solid and the elastic moduli of fiber reinforced composites, Mechanics of materials, 1989, VOL. 8, p. 77-88.
93. [MAA. 77]. MAAGE , M., (1977) Interaction between steel fibers and cement based matrixes, RILEM, Matériaux et constructions, Vol. 10, n°59, p.297-301.1977 ;
94. [MAL. 93]. MALLICK P.K. (1993). Fiber-reinforced composites, second edition Marcel Dekker.
95. [MAM. 87]. MAMILLAN, M.; MINARD, J. (1987), Béton de fibres d'acier, Recherche n°91-1015, CEBTP, octobre 1987.
96. [MAS. 86]. MASSAZZAF., COSTA, U. (1986), Bond : paste-aggregate, paste-reinforcement and paste-fibers, Proceeding, 8ème congrès international sur la chimie des bétons, Rio de Janeiro, 1986, vol. 1, p. 158-180.
97. [MAZ. 88]. MAZARS, J., (1988), Nouveau concept dans la modélisation des comportements du béton composite. Application au calcul des structures. Annales de l'I.T.B.T.P. n°41, série béton. 1988.
98. [MEH. 86]. MEHTA, P.K. (1986), " Concrete: structure, properties, and materials ", Prentice-Hall Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, 1986,450p
99. [MIK. 86]. MIKATA, Y. TAYA, M. (1986), Thermal stress in coated short fiber composite, Journal of Applied mechanics, 1986, Vol.53, p.554
100. [MUR. 82]. MURA, T. (1982), Micromechanics of defects solids, the Hague, the Netherlands, 1982, p121, Martinus Nijhoff.

101. [NAA. 72]. NAAMAN, A.E. (1972) A statistical theory of strength for fiber reinforced concrete, Thesis presented to Massachusetts institute of technology, civil engineering department in partial fulfilment for the degree of doctor of philosophy, sept. 1972, 196p.
102. [NAA. 74]. NAAMAN, A.E., MOAVENZADEN, F., Mc GARRY, F.J., (1974), Probabilistic analysis of fiber reinforced concrete, Journal of the engineering mechanics division, Proceeding of the American society of civil engineers, 1974, vol. 100, n°2, p. 397-413.
103. [NAA. 76]. NAAMAN, A.E. ; SHAH, S.P., (1976), Pull out mechanism in steel fiber-reinforced concrete, Journal of the structural division, Proceeding of the American society of civil engineers, 1976, Vol. 102, n°8, p. 1537-1549.
104. [NAA. 87]. NAAMAN, A.E. (1987) High performance fiber reinforced cement composites proceedings of the LABSE Symposium on concrete structures for the future, Paris, France, sept.1987, p. 371-376.
105. [NAA. 89]. NAAMAN, A.E., NAMUR, G., NAJM, H., ALWAN, J., (1989) Bond mechanisms in fiber reinforced cement-based composites, 1989, Report n° UMCE 89-9 Department of civil engineering, university of Michigan, Ann Arbor, 233p.
106. [NAA. 91]. NAAMAN, A.E. NAMUR, G.G., ALWAN, J.M. and NAJM, H. S. (1991), Fiber pull-out bond slip I : Analytical study, ASCE , journal of structural engineering, 1991, vol.117, N°9, p. 2769-2790
107. [NAA. 95]. NAAMAN, A.E. (1995), High performance fiber reinforced cement composites, vol. 2, pre proceedings , edited by NAAMAN A.E. and Reinhardt H.W. Ann Arbor, june11-14, 1995, p.3-5.
108. [NAR. 81]. NARAYANAN, R., GREEN, K.R. (1981), Fiber reinforced concrete beams in combined bending and torsion. Indian concr. J; vol.55; n°8, PP. 222 – 232, 1981.
109. [NAR. 87]. NARAYANAN, R., DARWISH, Y.S. (1987), Use of steel fiber as shear reinforcement. ACI structural journal, n°84, s23, pp 216-227, May-June 1987.
110. [NEM. 91]. NEMEGEER, D. DRAMIX, fibres d'acier pour le renforcement du béton. C.E.R.I.L., stage n°6, Fév.1991.
111. [NGO. 97]. NGOLL, A.; J. PERA- (1997), Micro structural based modelling of the elastic modulus of fiber reinforced cement composites. Adv. Cem. Based material 6(1997) 130-137.
112. [NIE. 68]. NELSEN, H.G., CHEN, E.L. (1968), Young's modulus of composites filled with randomly oriented short fibers, Journal of Materials, 1968, VOL. 3, N°2, p. 352-358.

113. [OTT.86]. OTTER, D.; NAAMAN, A.E. (1986), Steel fiber reinforced concrete under static and cyclic compressive loading, 3<sup>ème</sup> symposium international, SHEFFIELD, 1986.
114. [PAI. 93]. PAILLÈRE, A.M. (1993), « Le béton de fibres métalliques état actuel des connaissances », Annales de l'ITBTP N°515, 1993.
115. [POR. 90]. PORTER, H.F. (1990), «Preparation of concrete from selection of materials to final disposition". Journal American Concrete Institute. Vol. 6, 1990, 296p.
116. [PIG. 80]. PİGGOTT, M., Load bearing fiber composites, Pergamon Press. London, 1980.
117. [RAM. 87]. RAMAKRISHAN, V. OBERLING, G., TATNAL, P.C., (1987), Flexural fatigue strength of steel fiber reinforced concrete. Rapport de recherché 1987.
118. [REG. 91]. Règles du BAEL 91 et EUROCOD 2.
119. [REY. 97]. REYNAUD, P. et GERARD, J.F (1997), "Interfaces dans les composites à fibres longues". Edition HERMES, Paris 1997.
120. [ROB.82]. ROBERTS, T.M.; NL,HO, (1982), Shear failure of deep fiber reinforced concrete beam, GB; Inst. J. of cem., lightweight concr, Vol.4, n°3, pp145-152, 1982.
121. [ROM. 63a]. ROMUALDI, J.P.; BATSON, G.B (1963), "Mechanics of crack arrest in concrete". Proceeding of American Society of Civil Engineers, Vol.89, June 1963, pp.147-168.
122. [ROM. 63b]. ROMUALDI, J.P.; BATSON, G.B (1963); "Behaviour of reinforced concrete beams with closely spaced short lengths of wire reinforcement". Journal. American. Concrète Institut Vol.60, N°6, June 1963, pp.775-789.
123. [ROM. 64]. ROMUALDI, J.P., MANDEL, J.A. (1964), Tensile strength of concrete affected by uniformly distributed and closely spaced short lengths of wire reinforcement, journal of American concrete institute, juin 1964, vol. 61, n°6, and p. 657-671.
124. [ROS. 84]. SERNA ROSS, (1984), Etude de la contribution des fibres métalliques à l'amélioration du comportement du béton au cisaillement. Thèse de doctorat de l'ENPC, 1984.
125. [ROS. 89a]. ROSSI, P. ; HARROUCHE, N. ; LEMAOU, F. (1989), "Comportement mécaniques des béton armé de fibres métalliques utilisés dans les structures en béton armé et précontraint", Annales de L'ITBTP, N° 479, 1989.
126. [ROS. 89b]. ROSSI, P. ; HARROUCHE, N. ; BELLOC, A. (1989), "Méthode de composition des bétons de fibres métalliques", Annales de

- l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, n°475 juin-juillet 1989, série Béton 266.
127. [ROS. 91]. ROSSI, P. (1991), "Formulation et comportement mécaniques des bétons armés de fibres métalliques". Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, n°492, pp 90 – 101, Mars-Avril 1991, série Béton 279.
128. [ROS. 02]. ROSSI, P., (2002), Le développement industriel des bétons de fibres métalliques – Conclusions et recommandations, Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 2002.
129. [ROU. 02]. ROUBY, D. (2002) – Mécanique et industries 3 (2002) 497-502.
130. [SAR. 68]. SARGIN, M., (1968), Stress-strain relationship for concrete and the analysis of structural concrete sections. PhD thesis presented to the University of Waterloo, Waterloo, Ontario, Canada, March 1968, 334p.
131. [SCH. 75]. SCHNUTGEN, B., (1975), Some results of investigations on steel fiber reinforced concrete, Proceeding, Rilem symposium: Fiber reinforced cement and concrete, Londres, The construction press, 1975, p.105-116.
132. [SHA. 71]. SHAH, S.P., RANGAN, B.V., (1971), Fiber reinforced concrete properties, ACI Journal, 1971, VOL. 68, N°2, p.126-135.
133. [SHA. 78]. SHAH, S.P, (1978), complete strain-stress curves for steel reinforced concrete in uniaxiale tension and compression. Paper 7.3, testing and test methods of fiber cement composites. RILEM symposium 1978, Construction press. LTD. Lancaster England, 545p.
134. [SOR. 90]. SOROSHIAN, P.; LEE, C.D., (1990), Distribution and orientation of fibers in steel fiber reinforced concrete. ACI Materials journal, n°87, M44, Vol87 n°5, p433-439, Sept-Oct 1990.
135. [STR. 78]. STROEVEN, P. ; de HAAN, Y.M. ; BOUTER, C., (1978), Pull-out tests of steel fibers, Proceeding RILEM symposium; testing and test methods of fiber cement composites, Sheffield, the construction press,1978, p.345-354.
136. [STR. 79]. STROEVEN, P. (1979), Micro and macromechanical behavior of steel fiber reinforced mortar in tension, Heron, 1979, vol.24, n°4, p.7-40.
137. [SWA. 74a]. SWAMY, R.N., MANGAT, P.S. (1974), A theory of flexural strength of steel-fibre reinforced composite, Cement and concrete research, 1974, vol.4, p.313-320.
138. [SWA. 74b]. SWAMY, R.N., MANGAT, P.S., (1974), Influence of fiber geometry on properties of steel fiber reinforced concrete, Cement and concrete research, 1974, vol.4, n°3, p.451-465.

139. [SWA. 74c]. SWAMY, R.N., MANGAT, P.S., RAO, C.V.S.K., (1974), The mechanics of fiber reinforcement of cement matrices, International symposium: Fiber reinforced concrete, American concrete institute, 1974, SP.44, p.1-28.
140. [SWA. 75a]. SWAMY, R.N., MANGAT, P.S., (1975), « Fiber reinforced concret » Matériaux constructions, RILEM – mai- juin 1975 N°45.
141. [SWA. 75b]. SWAMY, R.N., AL-NOURI, K., (1975), Flexural properties of steel fiber reinforced concrete, G.B.; concrete, vol9, n°6, p. 30-31, 1975.
142. [SWA. 85]. SWAMY, R.N., BAHIA, H.M. (1985), The effectiveness of steel fiber as shear reinforcement. USA. Concr. Inst. Des. Const., vol.7, n°3, 1985.
143. [TJI. 93a]. TJIPTOBROTO, P. HANSEN, W. (1993), Tensile strain hardening and multiple cracking, in high performance cement based composites, ACI Material journal, January- February 1993, vol. 90 N°1, p.315-327.
144. [TJI. 93b]. TJIPTOBROTO, P., HANSEN, W. (1993), Model for predicting the elastic strain of fiber reinforced composites containing high volume fraction of discontinuous fibres, ACI Material journal, 1993, vol. 90, p.134-142.
145. [THO. 85]. THONIER, H. (1985), « Le béton précontraint aux états limites », Presses de l'école nationale des ponts et chaussées, 1985.
146. [VAL. 87]. VALADE, TH. (1987), Comportement des bétons armés de fibres métalliques. Mémoire de recherche développement, ENS de CACHAN, Déc. 1987.
147. [VIN. 90]. VINCENT, M., (1990), Développement des bétons renforcés de fibres pour les fondations profondes. Thèse présentée à l'école des mines de Paris, Déc. 1990.
148. [VIS. 83]. VISALVANICH, K., NAAMAN, A.E. (1983), Fracture model for fibre reinforced concrete, ACI journal, 1983, vol80, N°2, p.128-138.
149. [WAN. 88]. WANG, Y., L I, V.C., BACKER, S., (1988), Modeling of fiber pull-out from a cement matrix, , International journal of cement composites and lightweight concrete, 1988, vol.10 n°3, p.143-149.
150. [ZHA. 91]. ZHAN, Z. (1991), « Contribution au dimensionnement des pieux en béton de fibre » Thèse de doctorat, université d'Orléans, 1991.
151. [ZIM. 85]. ZIMBELMANN, R.,(1985) A contribution to the problem of cement-aggregate bond, cement and concrete research, Sep. 1985, vol. 15, n°5, p. 801-808.

# **INTRODUCTION GENERALE**

# **ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE**

# ETUDE EXPERIMENTALE

## **CONCLUSION GENERALE**

**REFERENCES**  
**BIBLIOGRAPHIQUES**

**ANNEXE**

## Résumé

Ce travail, portant sur la caractérisation des éléments de structures en béton de fibres métalliques, vise surtout l'étude de la possibilité du recyclage des copeaux résultant de l'usinage de pièces en acier comme renfort pour le béton. Nous nous sommes donc intéressés, dans cette étude, au comportement rhéologique du béton armé de copeaux à l'état frais et à son comportement mécanique à l'état durci à 28 jours.

L'évaluation de l'ouvrabilité à l'aide du maniabilimètre LCL a montré que les rapports sable sur gravier ( $S/G$ ) optimums sont  $S/G=0.8$  et  $S/G=1$ . Pour ces rapports, les temps d'écoulement minimums sont très proches pour les quatre compositions de béton considérées ( $W=0.2\%$ ,  $0.4\%$ ,  $0.6\%$ ,  $0.8\%$ , avec  $W\%$ : teneur en copeaux). L'étude de l'influence de  $W\%$  sur l'ouvrabilité du béton a révélé que le temps d'écoulement et le rapport  $S/G$  optimums croissent avec l'augmentation de  $W\%$ . Pour  $S/G=1.4$ , le temps d'écoulement est pratiquement insensible à la variation de  $W\%$ , le comportement du béton est proche de celui du béton auto-plaçant.

Les essais de caractérisation mécanique (traction directe, compression simple, flexion et fendage) ont montré que les caractéristiques mécaniques du béton armé de copeaux sont comparables à celles des deux bétons de référence choisis (bétons renforcés par des fibres classiques : fibres ondulées EUROSTEEL et fibres DRAMIX). Les copeaux apportent au béton une augmentation significative de la résistance et une certaine ductilité dans son comportement post-rupture. Le recyclage des copeaux comme renfort pour le béton peut donc être favorablement envisagé.

**Mots-clés** : Béton de fibres, copeaux, maniabilité, traction directe, compression, flexion, fendage.

## Abstract

This work on the characterization of structural elements in metal fiber concrete is devoted to the study of recyclability, as reinforcement for concrete, of chips resulting from the machining of steel parts. We're interested in this study to the rheological behavior of fresh chips reinforced concrete and its mechanical behavior at a young age.

The evaluation of the workability with the LCL workabilimeter shows that optimal sand gravel ratios ( $S/G$ ) are  $S/G=0.8$  and  $S/G=1$ . The study of the content chips ( $W\%$ ) influence on the workability of the concrete shows that the flow time and the  $S/G$  optimum increase with  $W\%$ . For  $S/G=1.4$ , the flow time is practically insensitive to the variation of  $W\%$ , the concrete behavior is similar to that of self-compacting concrete.

Mechanical characterization tests (direct tension, compression, bending and splitting) show that the mechanical properties of chips concrete are comparable to those of the two selected reference concretes (concrete reinforced with conventional fibers: EUROSTEEL fibers corrugated and DRAMIX fibers). Chips provide a significant increase in strength and some ductility in the post-failure behavior of the concrete. Recycling chips as reinforcement for concrete can be favorably considered.

**Key words**: Fiber concrete; chips; workability; direct tensile test, compression test, bending test, splitting test.