

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE AKLI MOAND OULHADJE-BOUIRA



Faculté des Sciences et des Sciences Appliquées
Département Génie Civil.

Mémoire de fin d'étude

Présenté par :

**AMRANE MOKRANE
MECHACHE ABDELHAKIM**

En vue de l'obtention du diplôme de **Master** en :

Filière : Génie Civil.

Option : Matériaux en Génie Civil.

Thème :

Comportement des bétons fibrés à la flexion par plage de chargement.

Devant le jury composé de :

LAOUECHEDI.D	Grade	MAB	Examinatrice
SAOUDI.N	Grade	MCB	Encadrante
SAOUDI. B	Grade	MCB	Président

Année Universitaire 2021/2022

Remerciements

Nous tenant à remercier tout d'abord Dieu le tout puissant, le très miséricordieux de nous avoir accordé la grâce de réaliser ce travail

Nous réservons le meilleur remerciement à nos parents, qui nos ont bien aidé.

Nous voudrions aussi que notre promotrice Mme SAOUDI Nacira trouve ici nos meilleures salutations et notre reconnaissance pour ses soutiens, ses conseils et ses remarques importantes qui nous ont permis l'achèvement de ce travail.

Nous adressons nos sincères remerciements à tous nos amis qui nous ont toujours soutenue et encouragée au cours de notre étude à l'université

Dédicace

Nous avons honneur de dédier ce travail

A nos parents,

A nos frères et sœurs

A tous nos amis

Résumé :

Nous nous sommes intéressés dans cette étude à la compréhension du comportement en flexion, répété à des pourcentages de l'effort maximale d'une structure en béton armé renforcé par des fibres métalliques. Les poutres ont été renforcées à deux taux différents de fibre Dramix (35 mm à crochet).

pour le comportement, une poutre non renforcée par les fibres de dimension $500 \times 100 \times 150$ mm a été testée à la rupture afin de déterminer F_{max} .

Les autres poutres ont été testées sous charge répétée et à plusieurs niveaux de charge, c'est un pourcentage supérieur ou inférieur à l'effort de rupture de la poutre non renforcée.

L'évaluation du comportement mécanique (essai flexion quatre points) des poutres ont montré : La première phase : linéaire jusqu'à l'atteinte de l'effort correspondant à l'apparition de la première fissure, puis la courbe change sa linéarité.

Les poutres sont soumises à différents taux de chargement 60%, 80%, 100% et 120% (F_{max}).

La pente des courbes a été aussi étudiée afin de déterminer son comportement avec la variation de chargement.

Mots clés : fibre Dramix (35 mm à crochet), essai flexion quatre points, chargement F_{max} , La pente.

Aspect :

We are interested in this study to understand the behavior in bending, instantaneous static, repeated at maximum stress percentages of a reinforced concrete structure reinforced with metal fibers. The beams were reinforced with two different rates of Dramix fiber (35mm hook).

For short behavior, a beam not reinforced by fibers of dimension $500 \times 100 \times 150$ mm was fracture tested to determine F_{max} .

For the other beams tested under repeated load and at several load levels, it is a percentage higher or lower than the breaking force of the unreinforced beam.

The evaluation of the mechanical behavior (four-point bending test) of the beams shown:

The first phase: linear until the effort corresponding to the appearance of the first crack, then the curve changes its linearity.

The beams are subjected to different loading rates 60%, 80%, 100% and 120% (F_{max}).

The slope of the curves was also studied in order to determine its behavior with the load variations.

Key words: Dramix fiber (35 mm with hook), four-point bending test, F_{max} loading, slope.

ملخص:

نحن مهتمون بهذه الدراسة لفهم السلوك في ثني، ثابت لحظي، يتكرر عند أقصى نسب إجهاد لهيكل خرساني مقوى بألياف معدنية. تم تقوية الحزم بمعدلين مختلفين من ألياف Dramix (خطاف 35 مم).

للسلوك القصير، شعاع غير مقوى بألياف ذات أبعاد $150 \times 100 \times 500$ تم اختبار الكسر لتحديد F_{max}

بالنسبة للحزم الأخرى التي تم اختبارها تحت الحمل المتكرر وعلى مستويات تحميل متعددة، فهي نسبة مئوية أعلى أو

أقل من قوة كسر العارضة غير المدعمة.

تقييم السلوك الميكانيكي (اختبار الانحناء بأربع نقاط) للحزم موضح: المرحلة الأولى: خطية حتى الجهد المقابل

ظهور الشق الأول، ثم يغير المنحنى خطيته.

تخضع الحزم لمعدلات تحميل مختلفة 60%، 80%، 100% و 120% (F_{max}).

كما تمت دراسة ميل المنحنيات لتحديد سلوكها مع تغيرات الحمل.

الكلمات الأساسية: ألياف دراميكس (35 مم بخطاف)، اختبار ثني بأربع نقاط، تحميل F_{max} ، منحدر.

Sommaire

<i>Remerciements</i>	1
<i>Dédicace</i>	2
Résumé :	3
Liste des tableaux	7
Liste des figures	8
Liste des abréviations.....	11
Introduction Générale.....	13
Chapitre I : revue bibliographique	14
1. Matériaux et spécifications des spécimens :	14
2. Les essais :	20
2.1. Essai de flexion à quatre points :.....	20
2.2. Essai de flexion à trois points :.....	21
2.3. Essai d'affaissement :.....	22
2.4. Essai de compression :	22
3. Comportement :	23
3.1. Comportement en flexion et capacité de charge :	23
3.2. Résistance à la compression et à la flexion du SFRC (béton armée de fibres d'acier) :....	39
3.3. Évaluation de la résistance à la flexion du SFRC :	41
3.4. Déflexion :.....	43
3.5. Résistance a la compression et résistance a la fissuration :.....	45
3.6. Comportement à la flexion :.....	46
3.6.1. Courbe charge-déflexion :	46
3.7. Résistance à la flexion et capacité de déflexion équivalentes :.....	48
3.8. Propriétés de flexion des échantillons de BUHP (béton ultra-haute plasticité) :	50
3.8.1. Courbes charge-déflexion en flexion :.....	50
3.9. Résistance à la flexion et ténacité :	51
Chapitre II : PARTIE EXPERIMENTALE	54
Introduction :.....	54
A Caractérisation :.....	54
1 Matériaux et spécimens :	54
1.1. Le ciment :.....	54

1.2. Les granulats :	55
1.3. L'eau de gâchage :	55
1.4. Fibres :	56
1.4.1 Fibres Dramix :	56
2. Essais laboratoire :	56
3. Analyse granulométrique et caractéristiques des agrégats :	57
4. Discussions des résultats :	57
4.1. Agrégats:	57
4.2. Sables:	58
4.2.1. Sable concassé 0/4 Lavé :	58
4.2.2. Sable Fin de Boussaâda :	58
B. Formulation :	59
1. Formulation de béton :	59
2. Malaxage :	60
C. Caractéristiques des bétons :	60
1. Le béton à l'état frais :	60
2. Essai mécanique :	61
3. Interprétation des résultats de flexion à quatre points :	63
3.1. Commentaires sur les résultats :	63
Conclusion générale :	72
Référence et bibliographique :	73

Liste des tableaux :

Tableau 1: Résultats des tests sur les armatures (Mansour Ghalehnovi 2021)	14
Tableau 2: Composition des mélanges de béton (Mansour Ghalehnovi 2021).....	16
Tableau 3: proportions du mélange de la matrice UHPC (kg/m ³) (Yanfei Niu 2021)	17
Tableau 4 :Compositions chimiques du ciment et de la fumée de silice (Yanfei Niu 2021)	17
Tableau 5: Proportions du mélange des BUHP étudiés (Huanghuang Huang,. 2018,2019).....	19
Tableau 6: Résistance à la compression et à la flexion du SFRC (M.L Zhao 2017).	40
Tableau 7: Résumé des calculs de f_{ep} , R_{ep} , f_{ek} et R_{ek} (M.L Zhao 2017)......	42
Tableau 8: Énergie de rupture (M.L Zhao 2017).	43
Tableau 9: Analyse granulométrique	57
Tableau 10: résultats des essais laboratoire.....	58
Tableau 11: Quantités des matériaux pour 1m ³ de béton.	60
Tableau 12: Variation de l'affaissement des différents bétons.	60

Liste des figures :

Figure 1. Contrainte-déformation des armatures a) Ø8, b) Ø10 et c) Ø20 (Mansour Ghalehnovi 2021).....	15
Figure 2 : Deux méthodes de coulée pour la préparation du BUHP (Huanghuang Huang 2018 ,2019).....	19
Figure 3: Montage de l'essai de flexion à quatre points (Mansour Ghalehnovi 2021).....	20
Figure 4 : Montage de l'essai de flexion à trois points (Yanfei Niu 2021).....	21
Figure 5: Méthode de découpe des poutres (Minglei Zhao 2022)	22
Figure 6: Effet du SF et du CRA sur le comportement charge-déplacement des spécimens avec un espacement TR de 100 mm (Mansour Ghalehnovi, 2021).....	23
Figure 7: Effet de SF et CRA sur le comportement charge-déplacement des spécimens sans TR (Mansour Ghalehnovi, 2021).	24
Figure 8: Propagation des fissures dans les éprouvettes sans CJs (Mansour Ghalehnovi, 2021). .	25
Figure 9: Effet du renforcement sur le comportement en flexion des éprouvettes sans TR (Mansour Ghalehnovi, 2021).	27
Figure 10: Effet de renforcement sur le comportement en flexion avec un espacement 100mm TR (Mansour Ghalehnovi, 2021).	28
Figure 11: Effet du gainage sur la résistance et la déformation des éprouvettes sans TR (Mansour Ghalehnovi 2021).....	28
Figure 13: Rupture dans des spécimens typiques avec et sans gainage après la rupture et propagation des fissures pendant le chargement. (Mansour Ghalehnovi, 2021)	29
Figure 14: Influence du gainage avant et après la rupture sur le comportement en flexion de l'éprouvette sans TR , CRA et SF. (Mansour Ghalehnovi, 2021).	31
Figure 15: Influence du gainage avant et après la rupture sur le comportement en flexion de l'éprouvette sans TR , CRA et SF. (Mansour Ghalehnovi, 2021)	31
Figure 16: Influence du gainage avant et après la rupture sur le comportement en flexion de l'éprouvette sans TR et CRA avec 2% SF. (Mansour Ghalehnovi, 2021).....	32
Figure 17: Influence du gainage avant et après la rupture sur le comportement en flexion de l'éprouvette sans TR avec 100% CRA et 2% SF. (Mansour Ghalehnovi, 2021).	32
Figure 18: Influence du gainage avant et après la rupture sur le comportement en flexion de l'éprouvette avec un espacement TR de 100 mm sans SF et CRA. (Mansour Ghalehnovi, 2021).	33
Figure 19: Influence du gainage avant et après la rupture sur le comportement en flexion de l'éprouvette avec un espacement TR de 100 mm et un CRA de 100 % sans SF (Mansour Ghalehnovi, 2021).....	33
Figure 20: Influence du gainage avant et après la rupture sur le comportement en flexion de l'éprouvette avec un espacement TR de 100 mm et 2% de SF sans CRA. (Mansour Ghalehnovi, 2021).....	34
Figure 21: Influence du gainage avant et après la rupture sur le comportement en flexion de l'éprouvette avec un espacement TR de 100 mm, 100% CRA et 2% SF. (Mansour Ghalehnovi, 2021).....	34
Figure 22: Rupture dans des spécimens typique a enveloppe et après la rupture et propagation des fissures pendant le changement (Mansour Ghalehnovi, 2021).	35

Figure 23:Effet du gainage sur la capacité de charge ultime des éprouvettes sans étrier (Mansour Ghalehnovi, 2021).....	36
Figure 24:Effet du gainage sur le déplacement des éprouvettes sans étrier(Mansour Ghalehnovi, 2021).....	37
Figure 25:Effet du chemisage sur la capacité de charge ultime des éprouvettes avec un espacement TR de 100 mm (Mansour Ghalehnovi, 2021).....	37
Figure 26: Effet du gainage sur le déplacement des éprouvettes avec un espacement TR de 100 mm. (Mansour Ghalehnovi, 2021).	38
Figure 27:Taux de distribution des fibres d'acier dans les SFRC avec différents affaissements. (Minglei Zhao 2022).	39
Figure 28: . Rapport de résistance à la flexion résiduelle du meilleur essai de chaque SFRC de fluidité. (M.L Zhao 2017).	42
Figure 29:Énergie de rupture de chaque SFRC de fluidité(M.L Zhao 2017).	44
Figure 30: Propriétés de flexion de chaque groupe par rapport à un affaissement de 120 mm	44
Figure 31: . Résistance à la compression et à la fente des spécimens testés(Yanfei Niu 2021). ..	45
Figure 32:Courbes charge-déflexion équivalentes moyennées des éprouvettes M0.5S1.5, M1.0S1.0 et M1.5S0.5 (D.Y Yoo 2016).	46
Figure 33:Courbes charge-déflexion équivalentes moyennées des éprouvettes L0.5S1.5, L1.0S1.0 et L1.5S0.5 (D.Y Yoo 2016).	47
Figure 34:Courbes charge-déflexion équivalentes moyennées des éprouvettes L0.5 M1.5, L1.0 M1.0 et L1.5 M0.5 (D.Y Yoo 2017).	48
Figure 35:Résistance à la flexion équivalente et capacité de déflexion des spécimens à LOP (D.Y Yoo 2013).....	49
Figure 36:Résistance à la flexion équivalente et capacité de déflexion à MOR (D.Y Yoo 2016).	50
Figure 37:Courbes charge-déflexion en flexion d'échantillons préparés selon les deux méthodes de coulée avec différentes longueurs et volumes de fibres (Huanghuang Huang 2021).	51
Figure 38 : Résistance à la flexion et ténacité des échantillons préparés par les deux méthodes de coulée avec différentes longueurs et volumes de fibres (D.Y. Yoo 2014).....	53
Figure 39:Ciment Portland « SPA Biskria Ciment ».	54
Figure 40: Gravier 3/8	Figure 41: Gravier 8/15 55
Figure 42: Sable 0/4	Figure 43:Sable 0/1 55
Figure 44:Fibre Dramix.....	56
Figure 45:Courbes granulométriques des agrégats.	57
Figure 46: Des photos de l'essai d'affaissement.	61
Figure 47:Machine de flexion.	62
Figure 48: Courbe contrainte-flèche 63	
Figure 49: poutres en béton armé vis à vis la flexion quatre points à deux vitesses..... 63	
Figure 50:Comportement de la poutre en béton armé vis à vis la flexion quatre points sous chargement 80% Fmax..... 64	
Figure 51:Comportement de la poutre en béton armé vis à vis la flexion quatre points sous chargement 60% Fmax..... 65	
Figure 52: Comportement de béton armé 1% à la flexion quatre points sous chargement 80% Fmax..... 66	
Figure 53 : comportement de BAF1% à la flexion quatre points sous chargement 100% Fmax.67	

Figure 54:Comportement de béton armé 1% à la flexion quatre points sous chargement 120% Fmax.....	68
Figure 55:Comportement de béton armé 1% à la flexion quatre points sous chargement 60% Fmax.....	68
Figure 56:Courbe contrainte déformation BAF 1.5% fibres.....	69
Figure 57:Comparaison entre deux éprouvettes de BAF 1.5% avec deux charges différentes 100% et 120% de la charge du BA.	70
Figure 58:Courbes contrainte déformation BAF 1.5% fibres 60% de la charge de BA.	71

Liste des abréviations

CJs : chemises en béton.

CNA : granulats naturels grossiers.

CRA : granulats recyclés grossiers.

CRARC : béton armé de granulats recyclés grossiers.

DR : rapport de ductilité.

NA : granulats naturels.

NWC : béton de poids normal.

PET : polyéthylène téréphtalate.

RA : granulats recyclés.

BA : béton armé.

RCA : granulats de béton recyclés.

SF : fibres d'acier.

SFRC : béton armé de fibres d'acier.

TR : armature transversale.

BA : béton armé.

BAF1% : béton armé fibré 1%.

BAF1.5% : béton armé fibré 1.5%.

Introduction Générale

Les bétons fibrés dans nos jours sont très utilisés dans les structures en béton grâce aux résultats obtenus par les différents chercheurs afin d'améliorer la résistance de la structure ce qui lui donne une durée de vie plus élevée.

Les fibres présentent un comportement contrainte-déformation très différent. La capacité de renforcement d'une fibre dépend en particulier de son ancrage, de sa résistance en traction et de son module d'Young

Dans notre mémoire qui concentre sur le comportement de béton fibré à la flexion par plage de chargement, dans la partie bibliographique on a étudié quelques travaux de recherches qui ont testés des éprouvettes en béton fibré ou béton armé fibré avec des différentes dimensions afin d'étudier le comportement de ce béton à travers des essais mécaniques tels que : la flexion à trois points et à quatre points et cisaillement.

Le taux des fibres ajoutés généralement selon la revue bibliographique entre 1% et 2%.

Puis dans la partie pratique on a réalisé notre campagne expérimentale à savoir la formulation de béton armé d'une barre et des bétons renforcés des fibres à crochets à deux taux différents 1% et 1.5%. Ces poutres de dimension $50 \times 15 \times 10$ cm ont été soumises à la flexion à quatre points après 28 jours afin de suivre le comportement des poutres fabriquées en béton armé fibré.

Dans cette partie on a étudié la résistance à la flexion à quatre points, la courbe de la contrainte déformation, la pente et la fatigue du béton avec la variation de chargement F_{max} .

Chapitre I : revue bibliographique

1. Matériaux et spécifications des spécimens :

Mansour Ghalehnovi 2021 dans son étude sur (l'influence des fibres d'acier sur la performance en flexion) a fabriqué des poutres en BA (béton armé) ($150 \times 200 \times 1500$ mm). Elles ont été testées en flexion quatre points jusqu'à la rupture dans deux catégories. La première catégorie a été chargées jusqu'à la rupture, puis à été ramenées approximativement à la forme initiale et réparées avec une enveloppe en béton de 50 mm d'épaisseur. Dans la deuxième catégorie, les spécimens ont été renforcés à l'aide des CJS (chemises de béton) et testés. Puisque l'évaluation du comportement des poutres en béton de granulats recyclés avec enveloppe était l'objectif principale de cette étude, CRA (les granulats recycle grossier) a été utilisé à la fois dans les poutres originales et dans les enveloppes à deux taux de remplacement de 0% et 100%. De même, des fibre d'acier SF (des fibres métallique pour le renforcement du béton) ont été utilisés pour fabriquer des CJ (chemise de béton) à deux teneurs, 0% et 2%, afin d'améliorer le comportement des poutres en béton armé (RC). Afin d'évaluer les défaillances en cisaillement et en flexion des poutres en béton armé, on a utilisé du fibre d'acier (SF).

Des barres d'armature de 8 mm, 20 mm et 10 mm de diamètre comme armature transversale, de traction et de compression, respectivement ont été utilisés par Mansour Ghalehnovi 2021. Il est à noter qu'il n'y a pas de barres d'armature dans CJS (les chemises en béton). D'autre part, les barres d'armature ont été soumises à l'essai de traction directe, et leurs caractéristiques ont été obtenues, comme le montrent le [tableau 1](#) et la [figure 1](#).

Tableau 1: Résultats des tests sur les armatures (Mansour Ghalehnovi 2021)

Diamètre des armatures (mm)	Limite d'élasticité (MPa)	Résistance ultime (MPa)	Souche de rendement (%)	Déformation Ultime (%)	Module D'élasticité (GPa)
8	371	545	0.1294	24.93	209.28
10	371	571	0.1304	24.82	210.10
20	558	694	0.1527	25.51	213.17

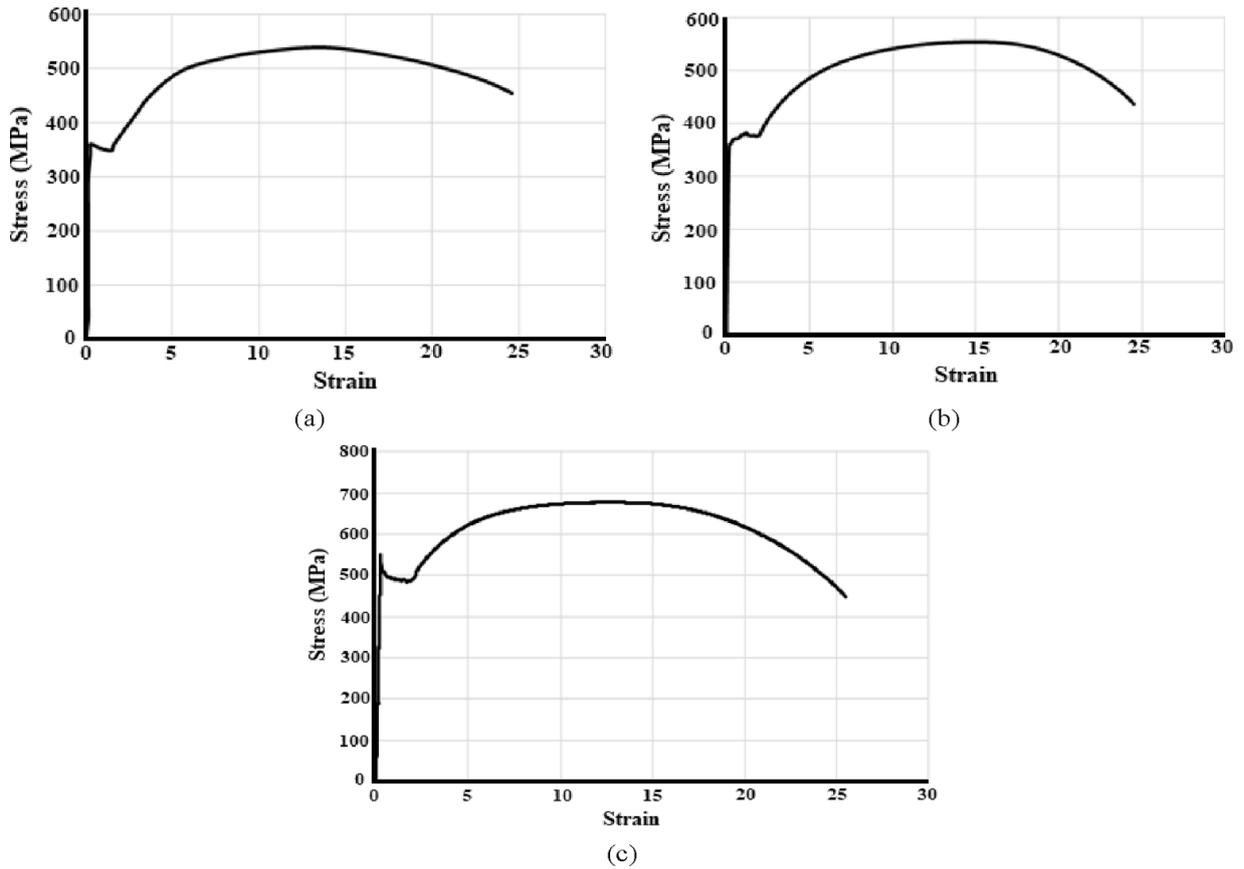


Figure 1. Contrainte-déformation des armatures a) Ø8, b) Ø10 et c) Ø20 (Mansour Ghalehnavi 2021).

Pour fabriquer les poutres et la CJ (chemise en béton), le ciment a été mélangé avec du CNA (granulat naturel grossier), CRA (granulat recyclé grossier), du sable et du (fibre d'acier) (à 0 % et 2 %), puis de l'eau et un super plastifiant à haute performance ont été ajoutés jusqu'à ce que le SF soit uniformément dans la matrice de béton. Un mélangeur standard de type tambour a été utilisé. Tous les granulats ont d'abord été mélangés à sec pendant une minute. Le PPF ont ensuite été ajoutés et mélangés à sec pendant une minute supplémentaire. 2/3 d'eau ont été ajoutés et le mélange a continué pendant une autre minute. Le reste de l'eau et le super plastifiant ont été ajoutés à ce stade. Pour fabriquer CJ (chemise de béton), le mélange de béton était le même que pour les poutres sans CRA (granulat recyclé grossier).

Les mélanges de béton sont présentés dans le [tableau 2](#).

Tableau 2:Composition des mélanges de béton (Mansour Ghalehnavi 2021)

Mélange(kg/m ³)	Ciment	Eau	CRA	CNA	FNA	SF	SP
0S-0R	400	165	0	840	950	0	1.5
2S-0R	400	165	0	685	950	156	2.0
0S-100R	400	165	840	0	950	0	1.6
2S-100R	400	165	685	0	950	156	2.1

(Minglei Zhao 2017) dans son étude à mélangé les matières premières à l'aide d'une bétonnière à axe horizontal selon la même procédure. Avant que les agrégats ont été ajoutés, le ciment et les cendres volantes ont été mélangés d'abord sous forme sèche jusqu'à ce que l'uniformité soit atteinte.

Le HRWRA mélangé à l'eau dans un seau au préalable a ensuite été ajouté progressivement pour assurer l'homogénéité du mélange. Enfin, les fibres d'acier ont été mélangées avec précaution afin de pour obtenir une distribution uniforme dans la matrice.

SFRC (Le béton armé des fibres d'acier) frais a été versé dans un moule et compacté sur la table vibrante de 1,0 m × 1,0 m de 2860PVM avec une amplitude de 0,3-0,6 mm. La dimension des spécimens de poutre était de 150 mm × 150 mm × 550 mm. Chaque essai comportait trois spécimens. 48 spécimens de poutre ont été coulés pour 16 essais. Les poutres en béton de référence sans ajout de fibres d'acier ont été vibrées pendant 30 secondes. Les poutres de SFRC (Le béton armé des fibres d'acier) ont été vibrées pendant 10 s, 30 s et 60 s en conséquence. Tous les spécimens ont été séchés dans la salle de séchage pendant 28 jours avant d'être testés.

Comme le montre le [tableau 3](#), (Yanfei Niu 2021) à utilisé un BUHP (béton ultra-haute performance) composé de CEM II 52.5 R, de fumée de silice et de sable de silice. Les proportions de ces composants dans la matrice du BUHP sont restées constantes tout au long de l'étude. Les compositions chimiques du CEM II 52.5 R et de la fumée de silice, les matériaux cimentaires du BUHP (béton ultra-haute performance), sont données dans le [tableau 4](#). La fumée de silice a une taille de particule d'environ 0,2 μ m et est composée de 98% de SiO₂. Le sable de silice, quant à lui, présente des particules de deux tailles différentes (0,16-0,32 mm et 0,63-1,25 mm), ce qui permet d'obtenir un emballage.

Tableau3: proportions du mélange de la matrice UHPC (kg/m³) (Yanfei Niu 2021)

Ciment	Fumée de silice	Sable (mm)		Fibres (% vol.)	Super-plastifiant	Eau
		0.16–0.315	0.63–1.25			
770	230	300	700	2	35	135.5

Tableau 4 : Compositions chimiques du ciment et de la fumée de silice (Yanfei Niu 2021)

Composition chimique (%)	CaO	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	SO ₃	MgO	Na ₂ O	K ₂ O	C
Ciment	62.52	19.66	4.29	3.37	2.61	0.85	0.59	0.63	5.47
Fumée de silice	0.17	96.31	/	0.13	0.45	/	0.21	0.22	2.51

Les spécimens d'essai ont été préparés avec un rapport eau/liant (ciment et fumée de silice) de 0,16. Pour assurer une maniabilité ouvrabilité adéquate de l'UHPC (le béton ultra-haute performance), 3,5% de cimentaire.

Des super-plastifiants ont été ajoutés, avec une teneur en solidité de 30%. L'effet de l'hybridation sur le comportement de propagation des fissures a été évalué à l'aide de fibres d'acier de 0,2 mm de diamètre et de diverses longueurs variables (6, 13 et 20 mm). Ces fibres ont été combinées avec le BUHP (béton ultra-haute performance) à une fraction volumique totale (V_f) de 2,0 %.

Un mélangeur de mortier à double arbre horizontal d'une capacité maximale de 100 L a été utilisé pour le mélange. Tout d'abord, le ciment et la fumée de silice ont été soigneusement pré-mélangés pendant au moins 2 minutes. Ensuite, du sable de silice de différentes tailles de particules a été ajouté au mélange. Après 5 min de mélange, une solution aqueuse du super-plastifiant a été lentement ajoutée, et le mélange a été effectué pendant 10 min supplémentaires. Lorsque la matrice fraîche a montré un bon état et une viscosité appropriée pendant le mélange, des fibres d'acier ont été tamisées dans la matrice afin d'obtenir une meilleure dispersion. Par la suite, le mélange hybride a été versé avec précaution dans un moule à partir d'un côté afin d'obtenir une orientation similaire des fibres. Pour garantir une consolidation adéquate, le moule a été vibré pendant 90 s, puis le mélange a été recouvert d'une feuille en plastique et stocké à température ambiante pendant 24 heures avant le démoulage. Ensuite, l'échantillon a été placé dans un réservoir d'eau pendant 28 jours avant d'être testé.

Institut National De Normalisation Chinois 2016 dans ses étude à utilisé du ciment d'une résistance à la compression de 42,5 MPa et de la fumée de silice avec une teneur en SiO₂ de 88% comme matériaux cimentaires.

La surface spécifique Blaine du ciment est de 360 m² /g, et la surface spécifique BET de la fumée de silice est de 17300 m² /g. Deux types de sables de quartz fins

dont la taille des particules varie de 0,11 à 0,21 mm et de 0,21 à 0,38 mm ont été utilisés. Des fibres d'acier droites avec des longueurs de 6 (SS), 13 (MS), et 20 mm (LS) ont été utilisées.

Les diamètres des fibres sont 0,16 , 0,2 et 0,2 mm, respectivement. La résistance à la traction et le module élastique des fibres sont respectivement de 2850 MPa et 200 GPa. L'UHPC (béton ultra-haute performance) a été préparé avec des volumes de fibres de 1%, 2% et 3%.

Un agent réducteur d'eau haut de gamme à base de poly-carboxylate HRWRA (réducteur d'eau haute de gamme) avec une teneur en solides de 40% a été utilisé. Le dosage de l'HRWRA a été ajusté afin d'assurer une pour assurer un flux de mini-éboulement approximatif de 240 mm, qui a été testé en utilisant un cône de mini-éboulement d'un diamètre supérieur de 70 mm, d'un diamètre inférieur de 100 mm et d'une hauteur de 60 mm

Les proportions du mélange des BUHP (béton ultra-haute performance) étudiés sont indiquées dans le [tableau 5](#). Les matériaux cimentaires et les sables ont été initialement mélangés avant d'introduire le HRWRA (réducteur d'eau haute de gamme) qui a été avec de l'eau. Les fibres d'acier ont été ajoutées progressivement lorsqu'un mélange fluide a été observé. Le temps de mélange total était de 12 minutes.

Comme le montre la [figure 2](#), deux méthodes de coulée (c'est-à-dire la méthode à flux induit et la méthode conventionnelle) ont été employées pour préparer des échantillons de BUHP (béton ultra-haute performance). Pour chaque type de mélange (une longueur de fibre et un volume donnés) et méthode de coulée, trois prismes de 70 × 70 × 230 mm (b × h × l) ont été coulés. Au total, 54 échantillons prismatiques ont été testés. La première méthode a été mise en œuvre à l'aide d'un dispositif en forme de L, ce qui implique l'introduction de BFUP (béton fibrée ultra performance) fraîchement mélangé dans la partie verticale du dispositif et son écoulement dans le moule prismatique par la sortie horizontale. Le dispositif en forme de L a été déplacé d'une extrémité du moule prismatique à l'autre dans le sens longitudinal. Le BUHP (béton ultra-haute plasticité) s'est écoulé par la sortie qui avait une hauteur limitée à 20 mm afin d'induire un alignement favorable des fibres. Quatre couches mesurant chacune environ 20 mm de hauteur (hauteur de sortie) ont été coulées pour chaque échantillon, et tout matériau excessif a été raclé.

Cette méthode permet de garantir un alignement favorable des fibres dans la direction longitudinale du prisme (H.H. Huang 2019, 2018). En revanche, dans le cas de la méthode de coulée conventionnelle, le BUHP (béton ultra-haute performance) a été placé en continu à partir du milieu du moule en une seule fois, permettant au matériau de s'écouler le long du moule. Cette méthode peut conduire à une distribution et une orientation aléatoires des fibres (H.H. Huang 2018). Les échantillons ont été polymérisés à température ambiante pendant 2 jours avant d'être démoulés et traités en chambre de polymérisation à la vapeur à 90 °C pendant 3 jours.

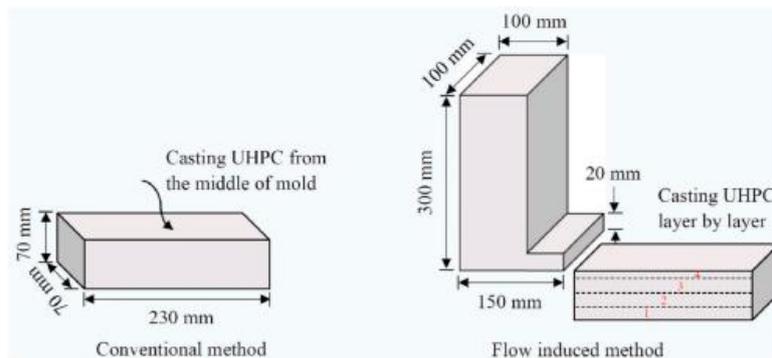


Figure 2 : Deux méthodes de coulée pour la préparation du BUHP (Huanghuang Huang 2018, 2019).

Tableau 5: Proportions du mélange des BUHP étudiés (Huanghuang Huang, 2018,2019)

E/C	Ciment	Fumée de silice (kg/m ³)	Sable fin 1 (0,11-0,21 mm) (kg/m ³)	Sable fin 2 (0,21-0,38 mm) (kg/m ³)	Longueur de la fibre (mm)	Fibre d'acier (% en volume)	HRWR Aa (% en masse du liant)
0.2	920	276	202	810	6(SS)	1	0.68
						2	0.72
						3	0.8
					13(MS)	1	0.76
						2	0.8
						3	0.88
					20(LS)	1	0.8
						2	0.88
						3	0.91

2. Les essais :

2.1. Essai de flexion à quatre points :

Mansour Ghalehnovi 2021 a testé les spécimens sous une configuration de résistance à la flexion à 28 jours. Les poutres d'une portée de 1500 mm étaient soutenues par des barres rondes, et deux charges linéaires concentrées ont été appliquées comme le montre la [figure 3](#). Ces charges étaient espacées de 300 mm. L'essai a été réalisé dans des conditions de contrôle du déplacement et la condition d'arrêt était la rupture de la poutre. La déflexion de l'élément a été enregistrée à chaque étape de la charge à l'aide de LVDT (transducteurs différentiels linéaires variables), des jauges de déformation sont installées à la surface inférieure pour mesurer la déformation. L'emplacement des deux LVDT est illustré dans la [figure 3](#).

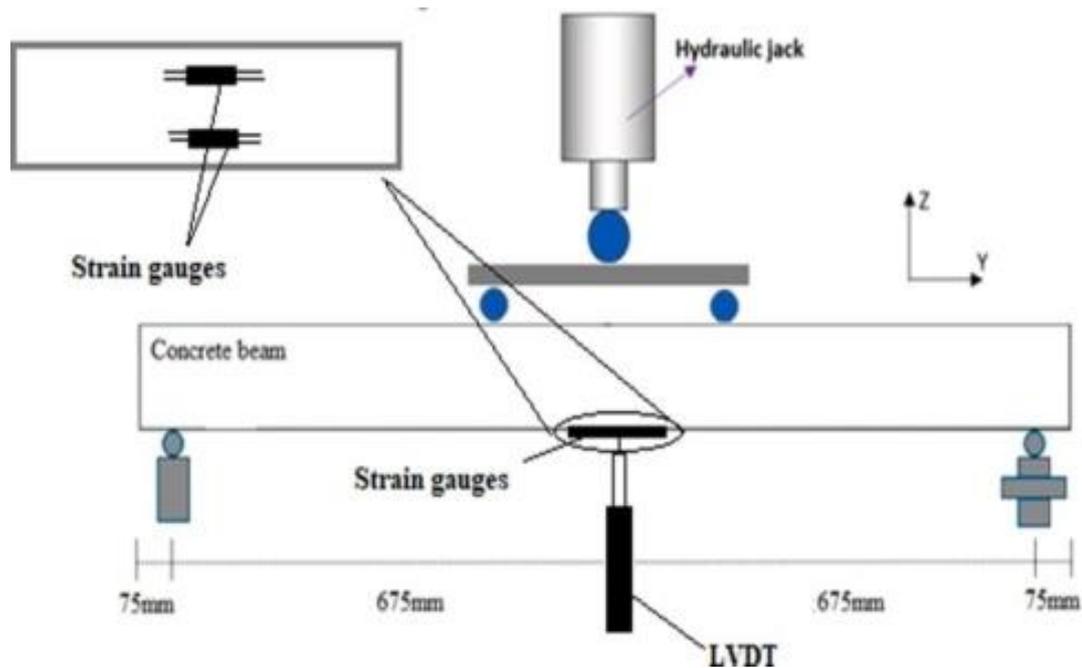


Figure 3: Montage de l'essai de flexion à quatre points (Mansour Ghalehnovi 2021).

Le même montage été réaliser par (Minglei Zhao., 2022) sur la base de l'étude (M.L Zhao 2017), qui a supposé que les fibres d'acier se déposent vers le bas des spécimens, tandis que la charge a été exercée sur la surface coulée des spécimens, plutôt que sur leurs côtés comme la désignation dans (ASTM C1609/ C1609M-12 2013), pour assurer une charge uniforme, la zone de chargement de chaque spécimen a été polie à l'aide d'une polisseuse à béton.

2.2. Essai de flexion à trois points :

Des essais de flexion à trois points ont été réalisés par Yanfei Niu., 2021 à l'aide d'une machine (250 kN MTS), comme le montre la figure 4.

Les essais de flexion ont été réalisés selon ASTM C1609 sur éprouvettes prismatiques ($100 \times 100 \times 400 \text{ mm}^3$) à une portée libre de 300 mm. Les essais de flexion ont été effectués avec une vitesse constante de 0,2 mm/min jusqu'à ce que la déflexion à mi-travée atteigne 3mm.

Ainsi que les performance du BUHP (béton ultra-haute performance) en flexion trois points pour des prismes d'une portée de 175 mm mais à une vitesse de chargement de 0,4 mm/min été étudié par (Huanghuang Huang 2019, et H.H. Huang ., 2018).

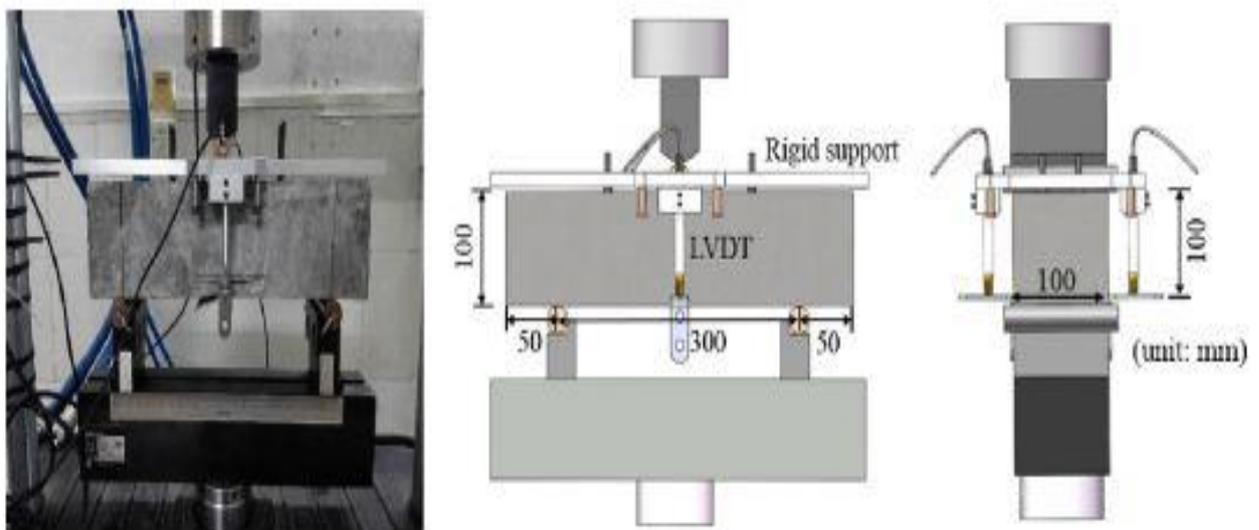


Figure 4 : Montage de l'essai de flexion à trois points (Yanfei Niu 2021)

2.3. Essai d'affaissement :

L'essai d'affaissement au cône d'Abrams est un essai simple qui permet de mesurer et contrôler la fluidité du béton frais.

Une étude de la fluidité du SFRC frais (Minglei Zhao., 2022) a été détectée par l'affaissement (JG/ T472.2015). Les propriétés mécaniques du SFRC (béton armé de fibres d'acier), y compris la résistance à la compression, la résistance à la flexion et la ténacité à la flexion, ont été déterminées sur spécimens par des méthodes d'essai standard (JG/ T472.2015).

2.4. Essai de compression :

Minglei Zhao.2022, a découpé chaque poutre testée en deux cubes d'une dimension de 150 mm pour l'essai de résistance à la compression, comme le montre la figure suivante :

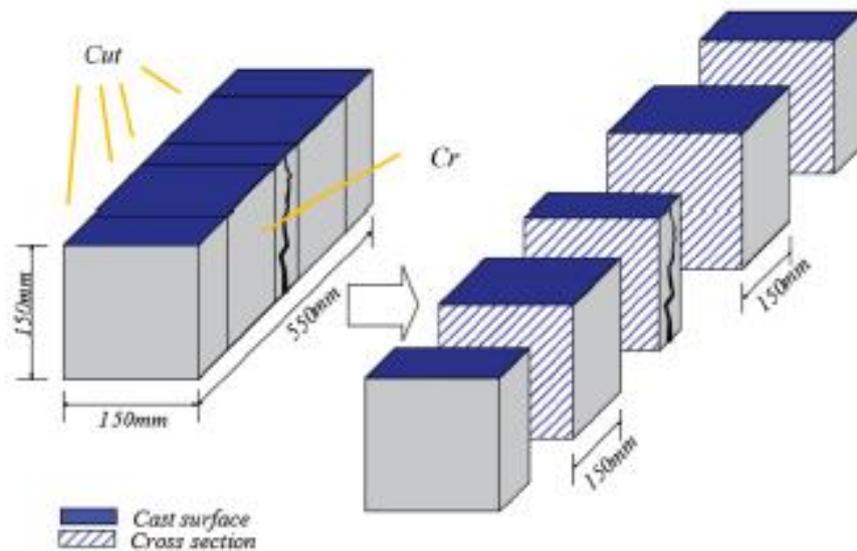


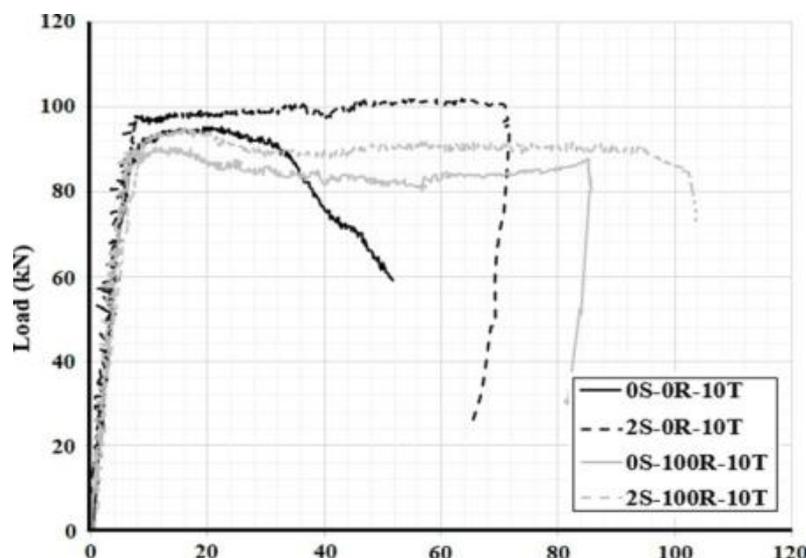
Figure 5: Méthode de découpe des poutres (Minglei Zhao 2022)

La résistance à la compression et la résistance par fendage ont été réalisées avec des échantillons cubiques (100 x 100 x 100 mm³) à 28 jours a un taux de chargement de 0,5 MPa/s et 1,2 MPa/s, par [Yanfei Niu 2021](#))

3. Comportement :

3.1. Comportement en flexion et capacité de charge :

[Mansour Ghalehnovi, 2021](#) a évalué l'influence de fibre d'acier et granulats recycle grossier sur la performance en flexion des spécimens sans chemise en béton, puis l'impact des chemises en béton a été examiné. Comme le montre la [Figure. 6](#), l'ajout de 2% de SF(fibre d'acier) a augmenté de manière significative la déformation et a amélioré la capacité de flexion maximale dans les spécimens avec un espacement TR (étrier) de 100 mm comme le rôle de pontage de FM (fibre d'acier) pour augmenter la connectivité interne de la matrice, ainsi, les spécimens se brisent avec une déformation plus importante et présentent un choc brusque. En outre, l'utilisation de le CRA n'a pas eu d'effet significatif sur la résistance à la flexion; cependant, le CRA a augmenté le déplacement maximal de spécimen. Dans les spécimens avec TR (étrier), la déformation a augmenté en utilisant 2% de FM (fibre d'acier) et il en a été de même pour la force portante et le déplacement lorsque 2% de SF et 100% de CRA(granulats recycle grossier), dans les spécimens de poutre sans étrier [Figure. 7](#), l'utilisation de CRA (granulats recycle grossier)et de FM(fibre d'acier) a permis d'obtenir une déformation et une résistance à la flexion nettement supérieures. Ainsi, la valeur du renforcement du cisaillement pourrait être réduite lorsque le dosage des fibres d'acier (2%) et les granulats recycle grossier a (100%) utilisés.



[Figure 6](#): Effet du SF et du CRA sur le comportement charge-déplacement des spécimens avec un espacement TR de 100 mm ([Mansour Ghalehnovi, 2021](#)).

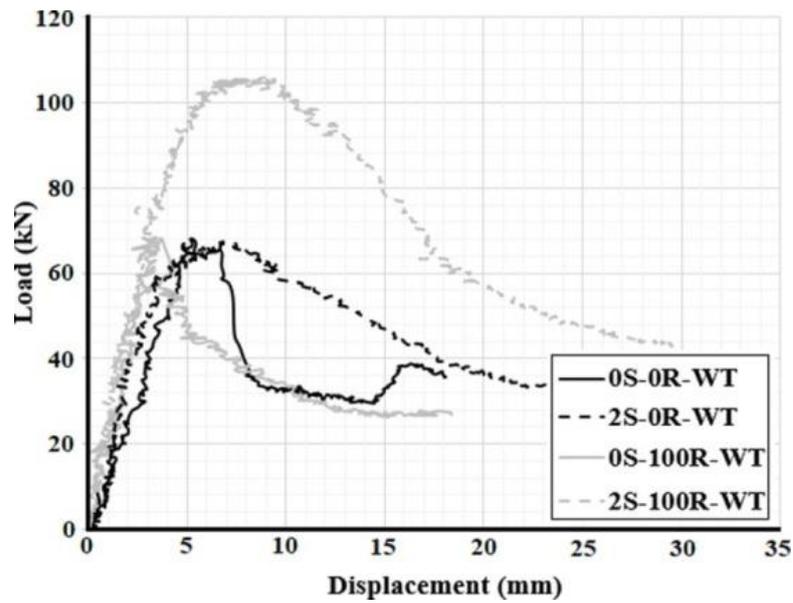


Figure 7: Effet de SF et CRA sur le comportement charge-déplacement des spécimens sans TR (Mansour Ghalehnavi, 2021).

La Figure 8, montre la propagation des fissures dans des spécimens avec différents teneurs en fibres d'acier et en granulats recyclés grossiers avec et sans étrier et chemises en béton CJs (Mansour Ghalehnavi, 2021), les échantillons avec un espacement TR de 100 mm, la largeur des fissures était réduite et les fissures se propageaient davantage lorsque 2% de SF étaient utilisés. De plus, le remplacement de l'ANC, la largeur des fissures a diminué. Comme le montre la figure 8, l'utilisation de SF joue un rôle considérable dans la réduction de la largeur des fissures dans les poutres CRA.

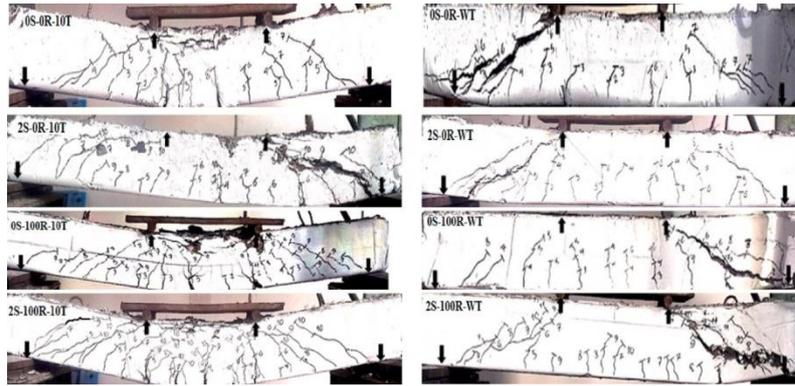


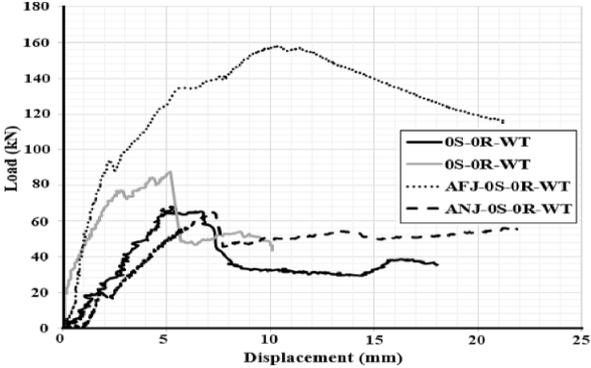
Figure 8: Propagation des fissures dans les éprouvettes sans CJs (Mansour Ghalehnovi, 2021).

Ensuite comme le montre la [figure 9](#), les éprouvettes sans TR (étrier) et SF (fibre d'acier), l'utilisation des gaines NWC (béton de poids normal) n'a pas eu d'effet significatif sur la capacité de charge maximale des poutres CNA (granulats naturel grossier) et CRA (granulats recyclé grossier), mais a considérablement amélioré le déplacement maximal. Ainsi, le renforcement avec des gaines NWC (béton de poids normal) est une technique appropriée pour augmenter la déformation des poutres lorsque la rupture par cisaillement se produit ([Mansour Ghalehnovi, 2021](#)). D'autre part, l'ajout de SF (fibre d'acier) aux CJs (chemises en béton) a considérablement augmenté la résistance à la flexion. Dans les poutres en SFRC (béton armé de fibre d'acier), la résistance maximale a été augmentée de manière significative en renforçant les poutres avec des enveloppes en béton (à la fois les jackets NWC et SFRC), le déplacement maximal des poutres RC (béton armé) renforcées a diminué lorsque le SF (fibre d'acier) a été utilisé dans les poutres d'origine.

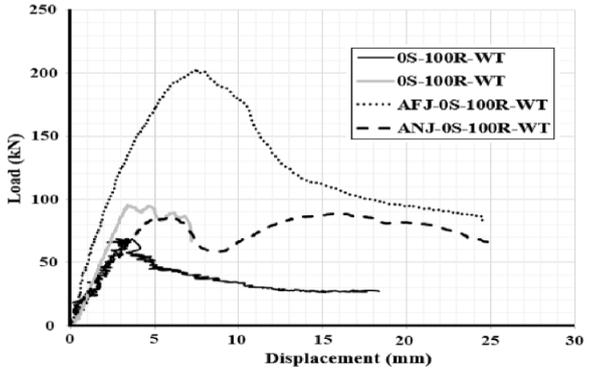
[Mansour Ghalehnovi, 2021](#), recommande de ne pas renforcer des poutres avec des CJ (les enveloppes en béton) et SF (fibres en acier), lorsque des SF ont été utilisés dans les poutres d'origine et conclut que dans le cas, d'utilisation de NWC (béton de poids normal) seulement joue un rôle efficace pour améliorer la performance de flexion des poutres SFRC défailtantes. Pour les échantillons avec un espacement treillis de 100 mm, le renforcement par des NWC et des gaines SFRC (béton armé de fibre d'acier) a eu un effet substantiel sur la capacité de charge maximale, bien que le déplacement maximal ait chuté lorsque les SF n'étaient pas utilisés dans les spécimens ([Figure. 10](#)).

L'effet des CJ sur la résistance à la flexion selon [Mansour Ghalehnovi, 2021](#) a diminué lorsque 100 % de l'ARC était utilisé. La résistance à la flexion et les déplacements maximaux ont été augmentés par la mise en place d'enveloppes en SFRC (béton armé de fibre d'acier) lorsque 2 %

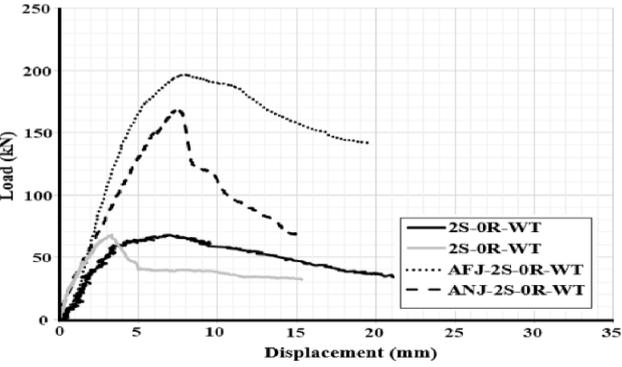
de SF étaient ajoutés aux poutres en RC, en particulier lorsque 100 % de CRA étaient utilisés, comme le montre les figures 9c et 9d. Ainsi, lorsque les SF n'ont pas été utilisés dans les poutres d'origine, il est recommandé d'utiliser des CJ NWC lorsque des étriers espacés de 100 mm sur la poutre.



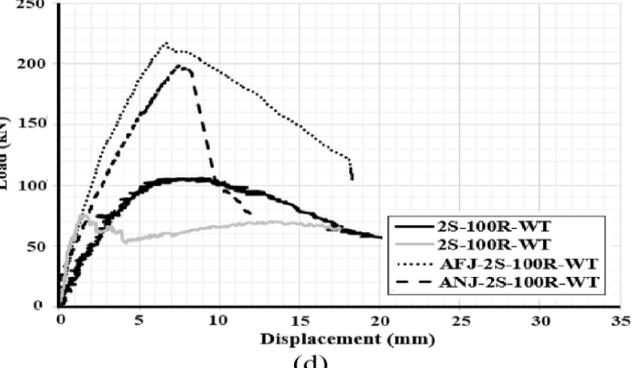
(a)



(b)



(c)



(d)

Figure 9: Effet du renforcement sur le comportement en flexion des éprouvettes sans TR (Mansour Ghalehnovi, 2021).

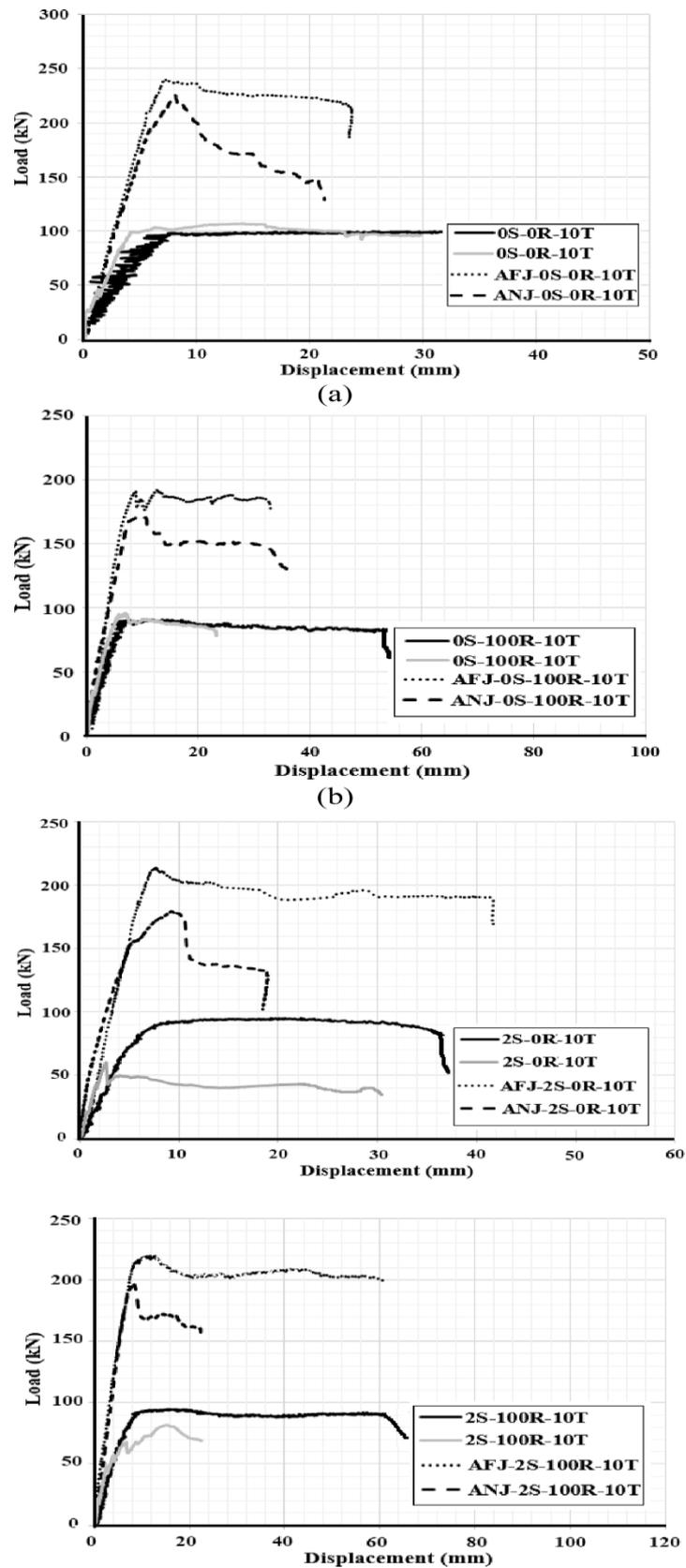


Figure 10: Effet de renforcement sur le comportement en flexion avec un espacement 100mm TR (Mansour Ghalehnovi, 2021).

L'utilisation de SF (fibre d'acier) pour fabriquer des CJs (chemises en béton) augmente à la fois la capacité de charge maximale et la déformation des poutres RC pré-faillites (poutres en béton CNA et CRA) lorsque TR existe (Figure. 11), mais, en fournissant un espacement de 100 mm entre les TR la capacité de charge a augmenté avec les jackets NWC et SFRC, tandis que le déplacement maximal a diminué (Figure. 12).

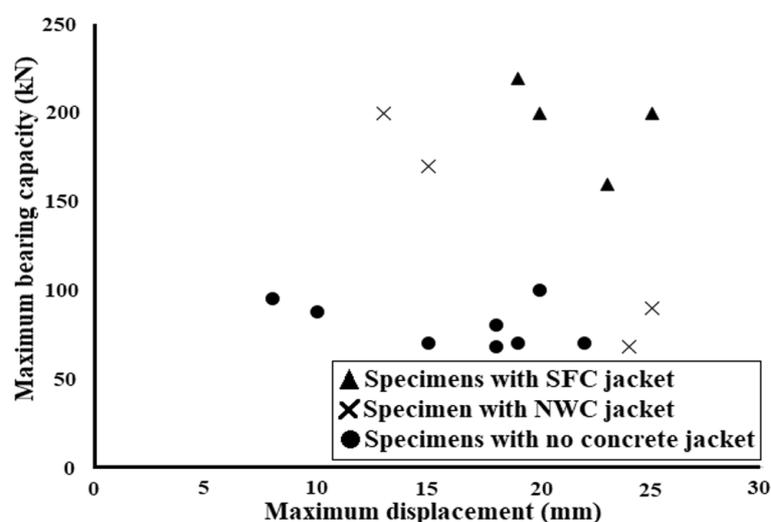


Figure 11: Effet du gainage sur la résistance et la déformation des éprouvettes sans TR (Mansour Ghalehnovi 2021)

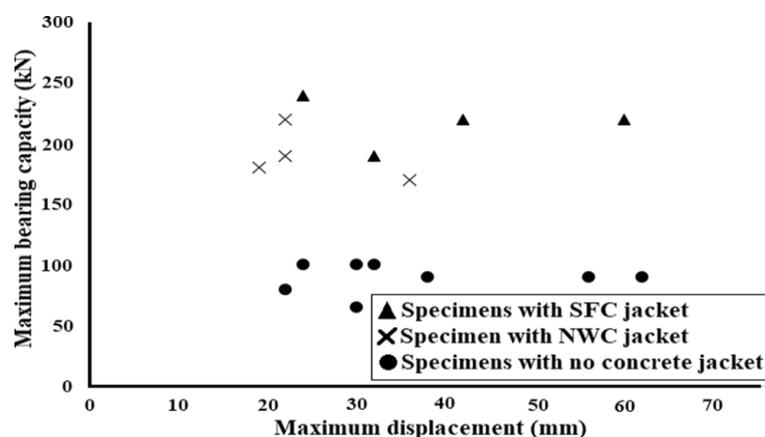


Figure 12 : Effet du gainage sur la résistance et la déformation des éprouvettes avec un espacement de 100 mm entre les TR. (Mansour Ghalehnovi, 2021).

L'augmentation de la surface de ces polygones montre l'amélioration de l'utilisation des CJs sur la résistance à la flexion et la déformation des spécimens. La résistance à la flexion des éprouvettes avec et sans TR (étrier) a augmenté de manière significative lorsque 2% de SF a été ajouté dans les CJs. La surface de la figure a augmenté considérablement, ce qui montre l'impact considérable du gainage.

Mansour Ghalehnovi, 2021 montre la rupture et la propagation des fissures dans les éprouvettes avec différents teneurs en SF (fibre d'acier) et CRA (granulats recyclés grossiers) dans les enveloppes avec et sans TR (Figure. 13), les fissures sont moins propagées dans les jackets sans SF, mais la largeur de la fissure dans les jackets s'est développée davantage et la largeur des fissures a diminué en ajoutant 2% de SF dans les jackets. La rupture en cisaillement s'est produite dans les jackets de toutes les dans les poutres sans TR, mais lorsque l'espacement des TR était de 100 mm, des fissures de rupture se sont produites uniquement dans les gaines.

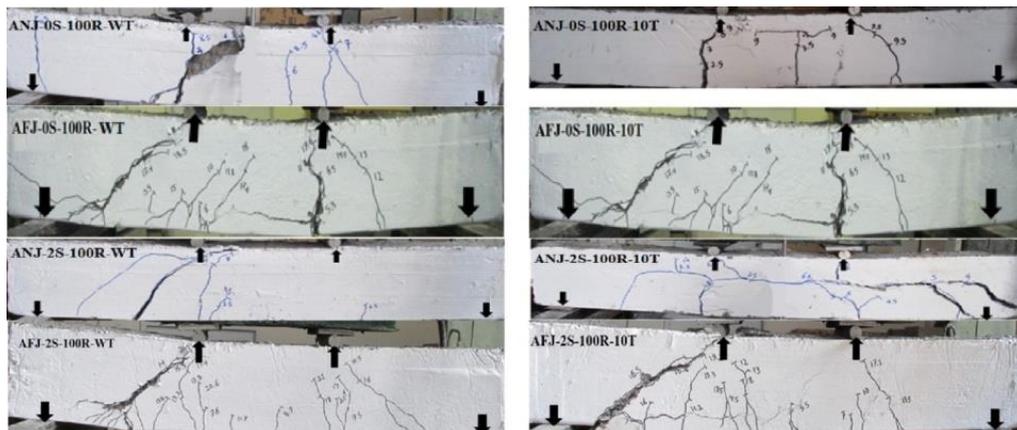


Figure 12: Rupture dans des spécimens typiques avec et sans gainage après la rupture et propagation des fissures pendant le chargement. (Mansour Ghalehnovi, 2021)

Le mode de rupture de la couche inter faciale entre les CJ et la poutre d'origine selon (Mansour Ghalehnovi, 2021), dans les éprouvettes renforcées avec des CJs (chemises en béton) normaux après les essais, les côtés des CJs se sont détachés de la surface de la poutre originale autour des supports lorsque le déplacement à mi-portée des éprouvettes a atteint environ 50% de la valeur de déplacement maximale, une fissure s'est produite dans la partie inférieure des CJs au milieu des spécimens lorsque le déplacement de la mi-portée a atteint 20% du déplacement maximal et s'est détachée de la surface de la poutre originale après $0,45\Delta_{max}$.

Mansour Ghalehnovi, 2021 conclut que, lorsque les spécimens étaient enveloppés de SF RC, la rupture de la couche inter faciale entre les CJs et la poutre d'origine s'est produite en détachant

les CJs lorsque le déplacement des spécimens atteignait 60% et 55% de la déformation maximale à mi-portée de l'éprouvette.

Ensuite, l'effet du gainage avant et après l'essai de l'échantillon a été évalué. Les résultats sont présentés dans les figures 14 et 21 pour les poutres RC sans et avec étriers. Dans ces figures, B identifie les spécimens renforcés avec des CJ et ensuite testés.

Comme on peut le voir sur les figures 14 et 15, il y a une grande différence entre l'effet sur la résistance à la flexion avant et après le gainage lorsque le CRA (granulats recyclé grossier) n'a pas été utilisé dans la poutre originale ; cependant, en ajoutant du CRA, l'effet du gainage après la défaillance des spécimens était similaire à celui du renforcement avant la charge. Ainsi, l'utilisation de CJs (chemises en béton) est une technique efficace pour améliorer les poutres RC(béton armé) renforcées de CRA endommagées. D'autre part, le gainage des poutres originales avec un espacement de 100 mm entre les TR (étrier) a eu une influence significative sur la résistance à la flexion par rapport à celle des poutres renforcées avant chargement. L'utilisation de 2% de SF dans les CJs (chemises en béton) a considérablement augmenté le moment ultime des spécimens avec et sans CRA avec et sans CRA et étriers (Figures. 14, 15, 18 et 19).

De plus, l'influence du chemisage avant la charge sur la capacité de charge ultime était significativement plus élevée que celle du chemisage après la rupture lorsque 2% de SF étaient ajoutés aux poutres originales (Figures. 16, 17, 20 et 21). Selon les Figures. 14 à 21, l'effet du gainage SF sur la résistance ultime après avoir testé les spécimens est approximativement le même que celui du renforcement des poutres RC avec des gaines NWC avant le chargement lorsque 2% de SF ont été utilisés dans les poutres originales. Par conséquent, il n'est pas économique de renforcer SF avec des enveloppes en SF n'est pas économique ; cependant, l'utilisation de SF dans les enveloppes est recommandée pour les poutres en béton armé CRA endommagées.

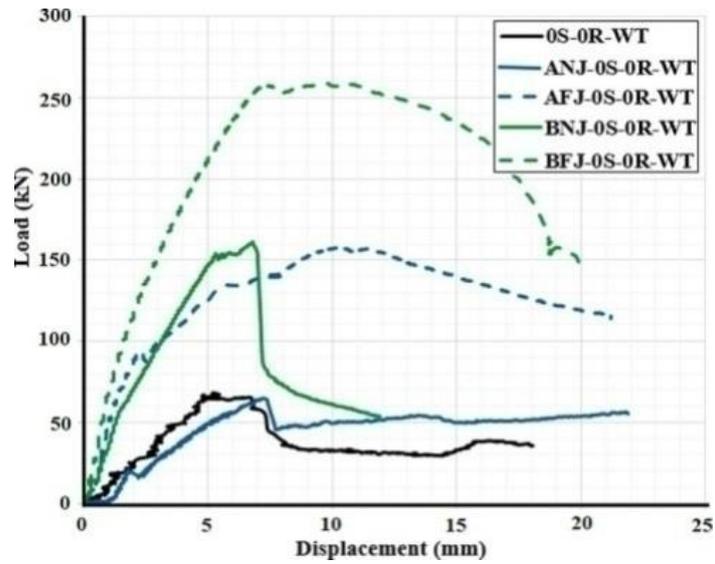


Figure 13: Influence du gainage avant et après la rupture sur le comportement en flexion de l'éprouvette sans TR , CRA et SF. (Mansour Ghalehnovi, 2021).

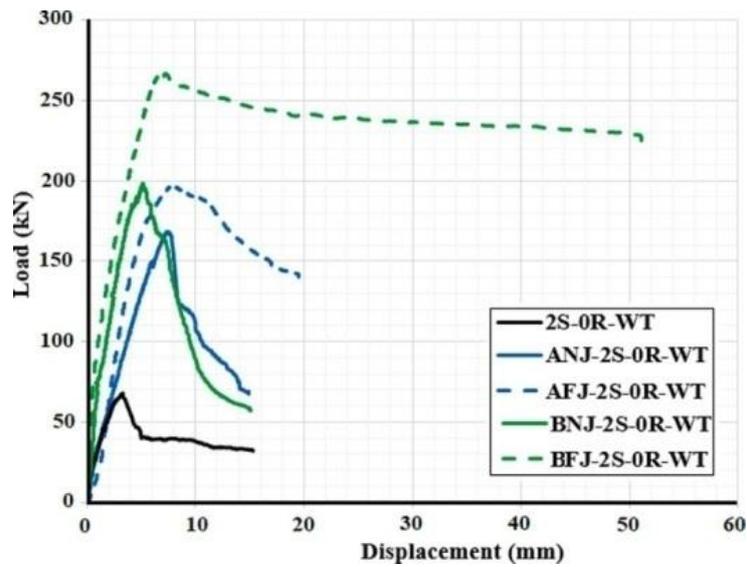


Figure 14: Influence du gainage avant et après la rupture sur le comportement en flexion de l'éprouvette sans TR , CRA et SF. (Mansour Ghalehnovi, 2021)

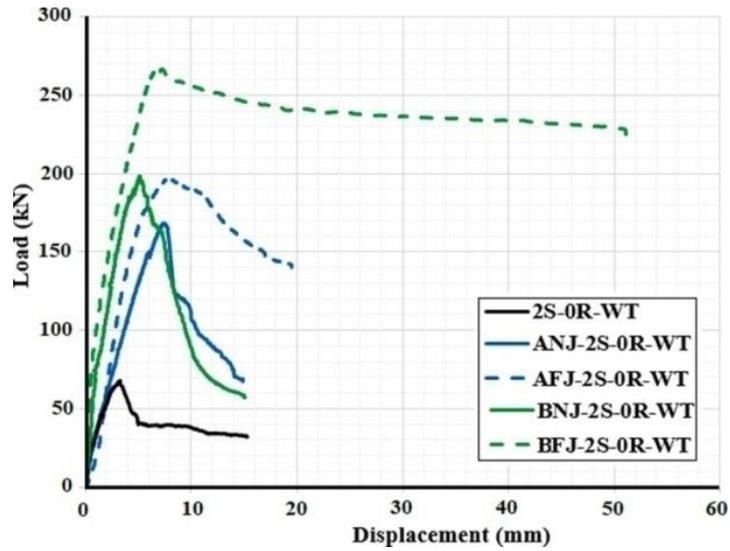


Figure 15: Influence du gainage avant et après la rupture sur le comportement en flexion de l'éprouvette sans TR et CRA avec 2% SF. (Mansour Ghalehnavi, 2021)

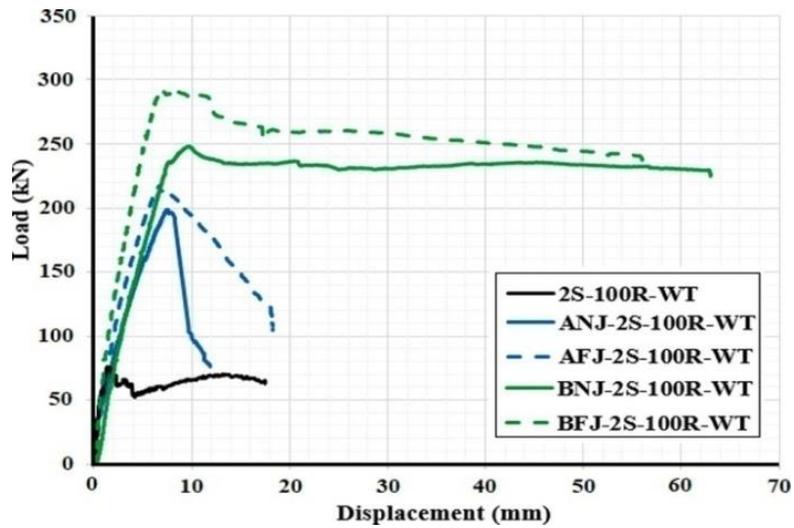


Figure 16: Influence du gainage avant et après la rupture sur le comportement en flexion de l'éprouvette sans TR avec 100% CRA et 2% SF. (Mansour Ghalehnavi, 2021).

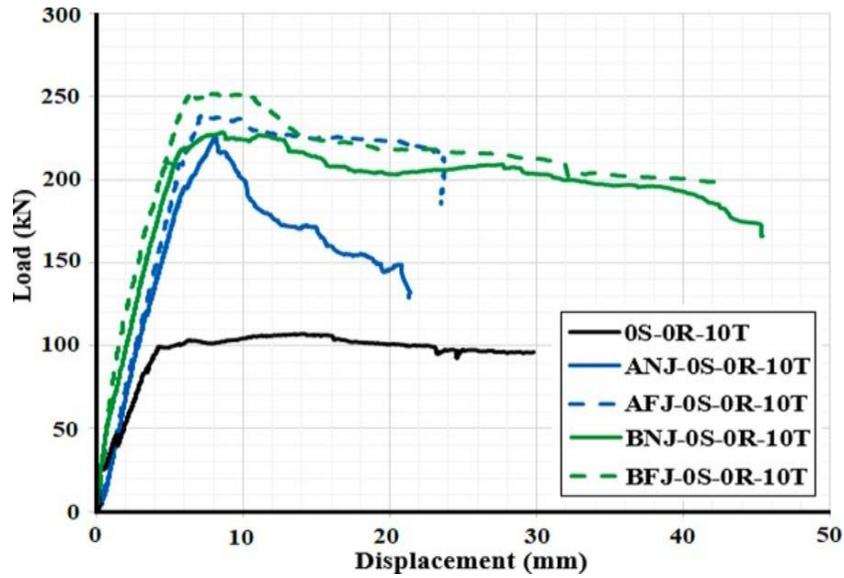


Figure 17: Influence du gainage avant et après la rupture sur le comportement en flexion de l'éprouvette avec un espacement TR de 100 mm sans SF et CRA. (Mansour Ghalehnavi, 2021).

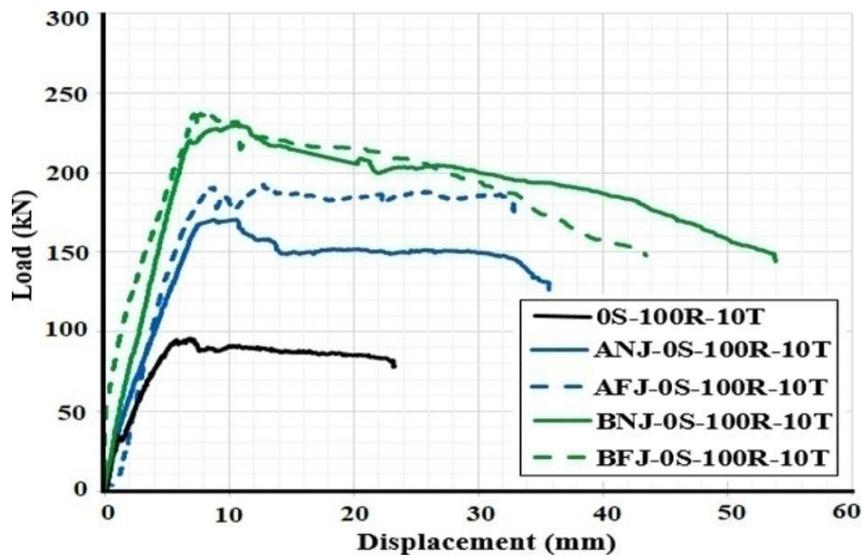


Figure 18: Influence du gainage avant et après la rupture sur le comportement en flexion de l'éprouvette avec un espacement TR de 100 mm et un CRA de 100 % sans SF (Mansour Ghalehnavi, 2021)

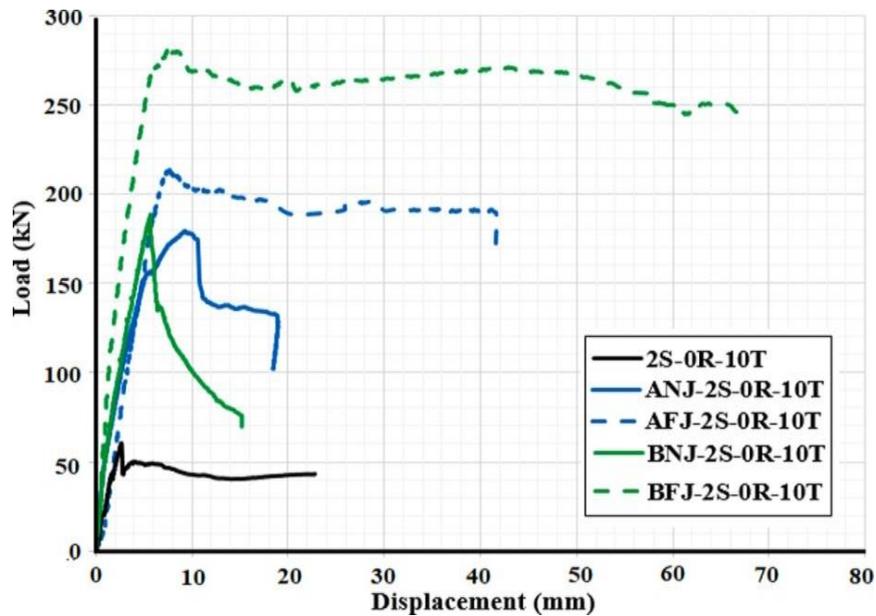


Figure 19: Influence du gainage avant et après la rupture sur le comportement en flexion de l'éprouvette avec un espacement TR de 100 mm et 2% de SF sans CRA. (Mansour Ghalehnavi, 2021).

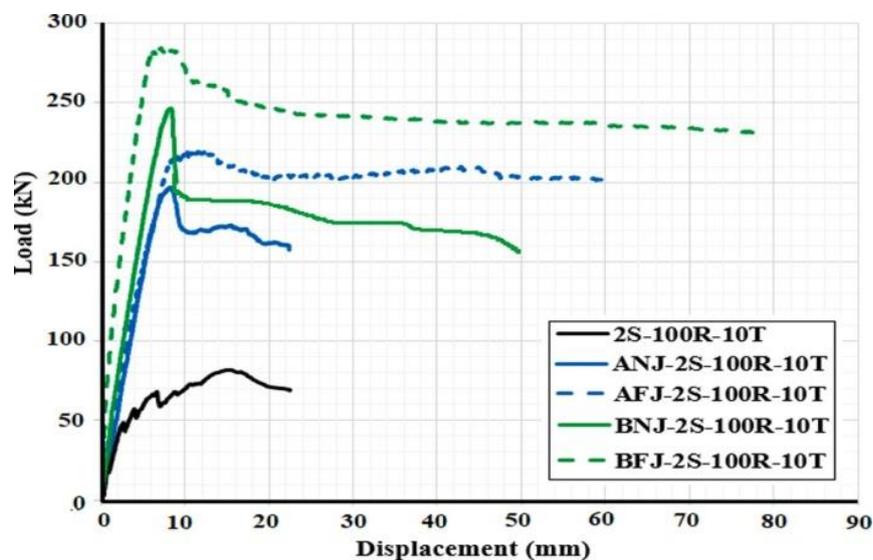


Figure 20: Influence du gainage avant et après la rupture sur le comportement en flexion de l'éprouvette avec un espacement TR de 100 mm, 100% CRA et 2% SF. (Mansour Ghalehnavi, 2021)

Dans la Figure. 22, la rupture et la propagation des fissures dans les spécimens renforcés avec des CJs avec et sans étrier est illustré. Là, la largeur des fissures dans les CJs (chemises en béton) des spécimens pré-faillés est plus grande que dans ceux renforcés et ensuite testés. De plus, l'utilisation de SF dans les CJs réduit la largeur des fissures. Au contraire, les fissures se sont

développées davantage dans les CJs fabriqués avant de tester les spécimens que dans ceux utilisés pour renforcer les spécimens échoués. De même, l'espacement de 100 mm entre les TR dans les poutres d'origine a permis de réduire la propagation des fissures dans les CJs. Lorsque 2 % de SF ont été ajoutés dans les poutres d'origine, la largeur des fissures dans les CJs utilisés pour renforcer les poutres défaillantes était plus faible que dans les CJs appliquées sur des spécimens testés ultérieurement. De plus, la largeur des fissures dans les CJs renforçant les spécimens échoués est plus faible que lorsque les CJs ont été appliqués sur des poutres non testées lorsque 100% de l'ARC a été utilisé dans les poutres d'origines.

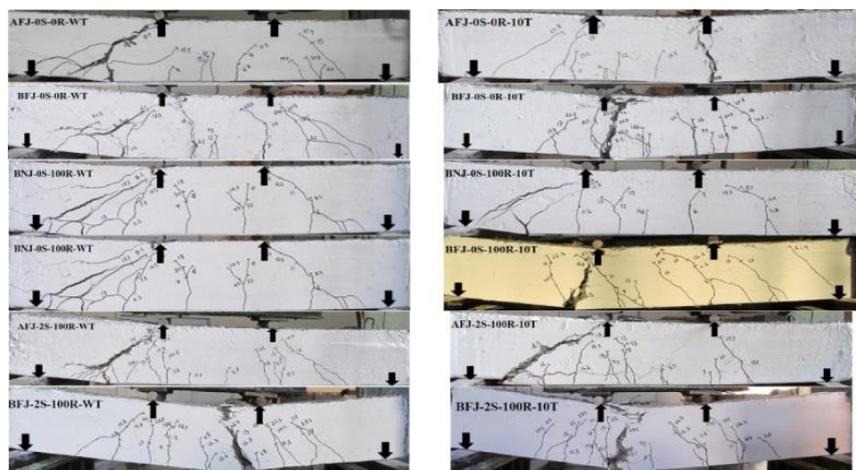


Figure 21: Rupture dans des spécimens typique a enveloppe et après la rupture et propagation des fissures pendant le changement (Mansour Ghalehnovi, 2021).

Dans les figures 23 et 26, l'effet du gainage avant et après l'essai sur la capacité portante et le déplacement ultimes des spécimens jusqu'à la rupture par (Mansour Ghalehnovi, 2021). L'augmentation de la surface de ces polygones montre l'amélioration des CJs sur la résistance à la flexion et la déformation des spécimens. Dans les éprouvettes chemisées avec des CJs normaux avant l'essai, les côtés des CJs se sont détachés de la surface de la poutre originale autour des supports lorsque le déplacement à mi-portée des spécimens atteint environ $0,65\Delta_{max}$. De plus, une fissure s'est produite dans la partie inférieure des CJs au milieu des spécimens lorsque le déplacement de la mi-portée a atteint 45% du déplacement maximal et elle s'est détachée de la surface originale de la poutre après $0,6\Delta_{max}$. De plus, lorsque les éprouvettes étaient enveloppées de SF RC, la rupture de la couche inter faciale entre les CJs et la poutre originale s'est produite par le détachement des CJs des surfaces latérales et inférieures de la poutre en béton autour des supports et la mi-portée des poutres lorsque le déplacement des

spécimens a atteint 75% et 65% de la déformation maximale à mi-portée des spécimens en cisaillement et en traction. Des spécimens en mode de rupture par cisaillement et par flexion, respectivement.

Comme le montrent les figures 23 et 24 par (Mansour Ghalehnovi, 2021), le gainage des poutres RC 2% SF sans étriers avant l'essai influence de manière significative leur capacité de charge, tandis qu'il y a différence considérable entre BNJ (poutres renforcées avec une gaine NWC et ensuite enveloppé NWC et ensuite testées) et ANJ (poutres testées, puis renforcées avec une enveloppe NWC et ensuite testées à nouveau) spécimens. Au contraire, en utilisant 100 mm, la différence entre la capacité de charge des BFJ (poutres renforcées avec une enveloppe SFRC et ensuite testées) et AFJ (poutres testées, puis renforcées avec une enveloppe en SFRC et enfin testées à nouveau) spécimen est élevée (Figure. 25). Comme on peut le voir sur la Figure. 25, le gainage des éprouvettes défailantes sans TR (à la fois NWC et SFRC) n'ont pas amélioré considérablement la déformation maximale par rapport à ceux renforcés avant le chargement. De plus, la déformation des poutres RC avec un espacement de 100 mm entre les TR a été augmentée par le gainage, en particulier lorsque 2% de SF ont été ajoutés dans les CJs (Figure. 26).

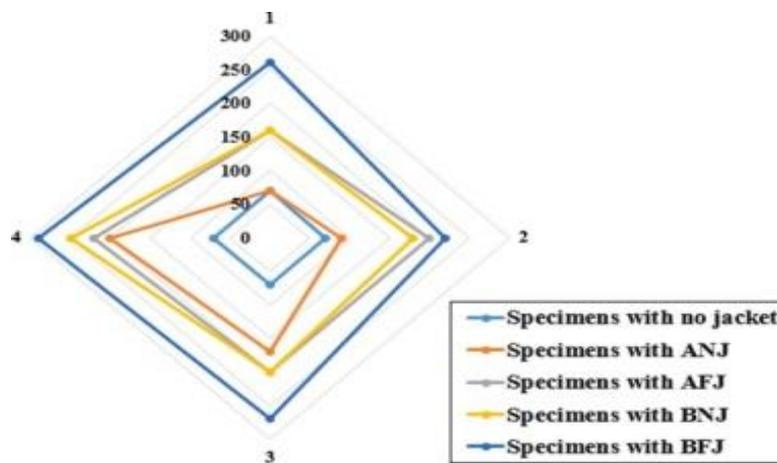


Figure 22: Effet du gainage sur la capacité de charge ultime des éprouvettes sans étrier (Mansour Ghalehnovi, 2021).

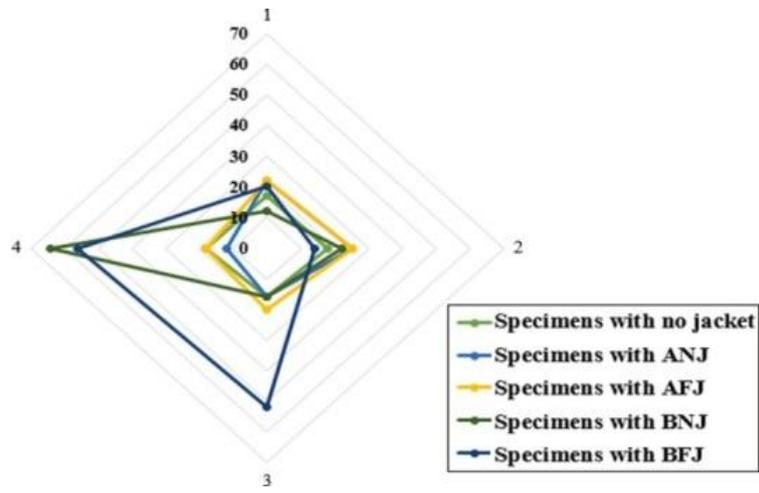


Figure 23: Effet du gainage sur le déplacement des éprouvettes sans étrier (Mansour Ghalehnavi, 2021)

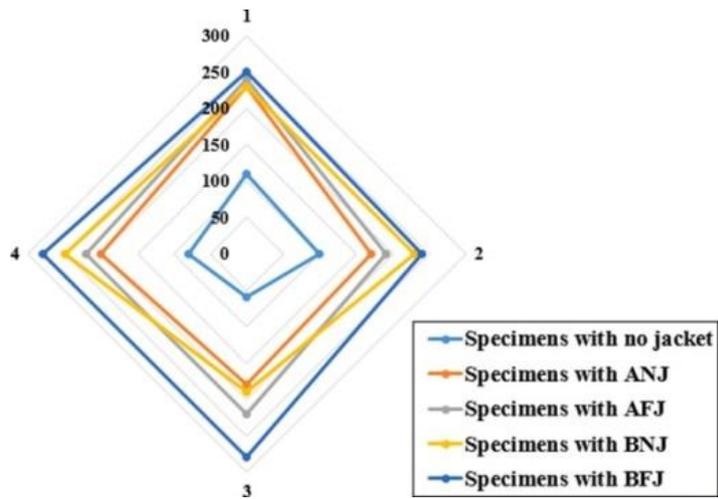


Figure 24: Effet du chemisage sur la capacité de charge ultime des éprouvettes avec un espacement TR de 100 mm (Mansour Ghalehnavi, 2021).

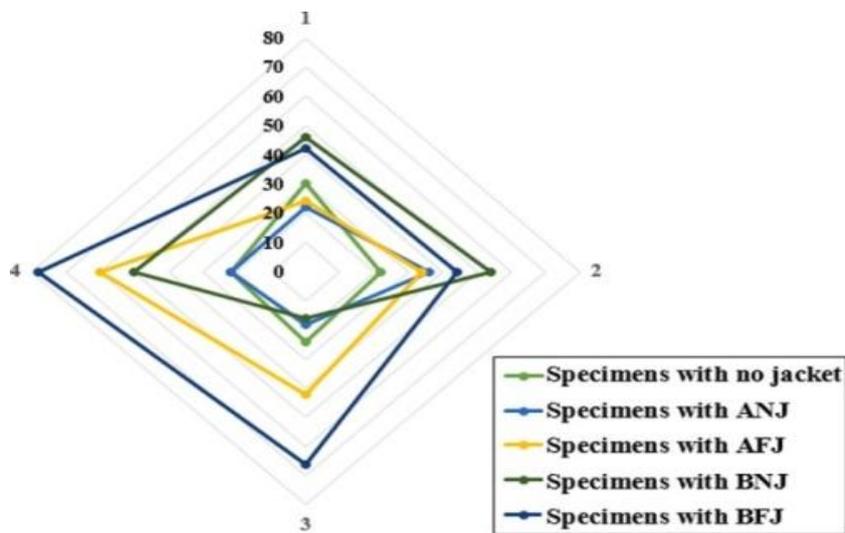


Figure 25: Effet du gainage sur le déplacement des éprouvettes avec un espacement TR de 100 mm. (Mansour Ghalehnovi, 2021).

Selon l'étude de (Minglei Zhao 2017); Le taux de distribution des fibres d'acier le long de la profondeur, calculé de haut en bas de la section transversale de la poutre, est représenté sur la figure 27. Lorsque l'affaissement du SFRC frais était de 80 mm et 120 mm, le temps de vibration avait peu d'influence sur la distribution des fibres d'acier. Il n'y avait pratiquement aucune relation entre le taux de distribution et le temps de vibration. Lorsque l'affaissement du SFRC frais était de 160 mm, les fibres d'acier ont commencé à avoir tendance à s'enfoncer. Ceci est représenté par la diminution du taux de distribution à la couche supérieure, accompagnée de l'augmentation du taux de distribution à la deuxième couche. Lorsque l'affaissement a atteint 200 mm, avec l'augmentation du temps de vibration, la tendance des fibres d'acier à s'enfoncer vers les couches inférieures de la poutre est devenue claire.

En particulier, lorsque le temps de vibration a augmenté à 60 s, il n'y avait presque plus de fibres dans la couche supérieure de la poutre, tandis que la plupart des fibres étaient distribuées dans les couches inférieures.

Par ailleurs, avec le même temps de vibration, le taux de distribution des fibres d'acier dans les SFRC de 80 mm et 120 mm est similaire. Cependant, le taux de distribution de la fibre d'acier dans la profondeur de 60 mm de la section transversale du SFRC de 160 mm est manifestement plus élevé que celui des autres couches, indique une ségrégation potentielle des compositions du SFRC à plus grande fluidité. Lorsque l'affaissement du SFRC atteint 200 mm, le taux de distribution des fibres d'acier augmente de manière évidente avec la profondeur de la section

transversale. Les modèles de distribution des fibres d'acier sont similaires à l'étude précédente sur les SFRC coulants sous le même temps de vibration ([M.L Zhao 2017](#)).

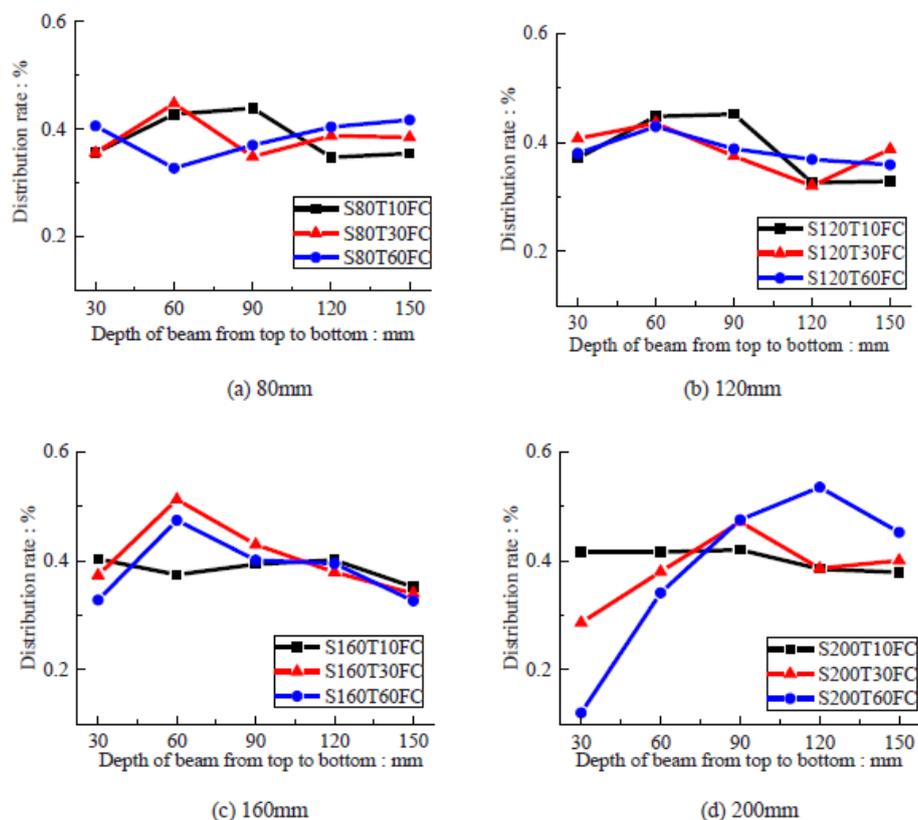


Figure 26: Taux de distribution des fibres d'acier dans les SFRC avec différents affaissements. ([Minglei Zhao 2022](#)).

3.2. Résistance à la compression et à la flexion du SFRC (béton armé de fibres d'acier) :

Le [tableau 6](#) présente les résultats des essais de résistance à la compression (f_{cu}) et de résistance à la flexion (f_{tm}). La f_{cu} du SFRC semble augmenter avec le temps de vibration pour chaque fluidité. Cela pourrait être dû au mécanisme de chargement de la machine. Pendant le processus de chargement, le bas de l'éprouvette se trouvait à l'extrémité du chargement, ce qui a été écrasé. Avec l'augmentation du temps de vibration de 10 s à 60 s, la résistance à la compression des SFRC de 80 mm, 120 mm, 160 mm et 200 mm a augmenté de 7,6%, 0,6%, 5,4% et 8,8%, respectivement. Ceci est dû à la tendance des agrégats grossiers et des fibres d'acier à s'enfoncer vers le fond de l'éprouvette, ce qui a renforcé la retenue de la déformation transversale sous compression axiale. Par conséquent, cela a indirectement amélioré la résistance à la compression

des spécimens dans ce type de mécanisme d'essai. Cependant, comparé à la f_{cu} de chaque SFRC au temps de vibration optimal, l'augmentation maximale est de 8,8%.

Tableau 6: Résistance à la compression et à la flexion du SFRC (M.L Zhao 2017).

Affaissement (mm)	F_{cu} (MPa)	F_{tm} (MPa)
S80T30C	43.44	3.65
S80T10FC	45.68	5.18
S80T30FC	47.89	6.04
S8060FC	49.15	6.09
S120T30C	46.10	4.38
S120T10FC	45.47	5.57
S120T30FC	48.13	6.33
S120T60FC	45.77	5.99
S160T30C	44.02	4.51
S160T10FC	46.22	5.30
S160T30FC	45.37	5.39
S160T60FC	48.74	5.26
S200T30C	40.17	4.59
S200T10FC	44.76	5.79
S200T30FC	45.03	5.41
S200T60FC	48.69	5.55

F_{tm} du SFRC est affectée par le temps de vibration. La résistance à la flexion plus élevée correspond au temps de vibration optimal, auquel la fibre d'acier est distribuée rationnellement le long de la profondeur de l'échantillon sans ségrégation des agrégats.

Lorsque les valeurs de 6.04 MPa, 6.33 MPa et 5.39 MPa pour les SFRC de 80 mm, 120 mm et 160 mm d'affaissement à un temps de vibration de 30 s, et la valeur de 5.79 MPa pour le SFRC de 200 mm d'affaissement à une durée de vibration de 10 s. Le manque de compactage du SFRC avec un affaissement de 80 mm et 120 mm avec un temps de vibration de 10 s peut entraîner une réduction d'environ 15 % de f_{tm} , tandis qu'un compactage excessif pour un SFRC avec un affaissement de 120 mm à un temps de vibration de 60 s a entraîné une réduction d'environ 5% de f_{tm} . Au vu de f_{cu} et f_{tm} , le temps de vibration optimal pour le SFRC (béton arme de fibres d'acier) avec un affaissement de 80mm, 120 mm, 160 mm et 200 mm devrait être d'environ 30 s, 30 s, 30 s et 10 s, respectivement.

Compte tenu de la réduction de la résistance à la flexion du béton avec une plus grande fluidité, il est nécessaire de prêter attention à l'effet de ségrégation des fibres d'acier et des agrégats sur la résistance à la flexion du SFRC à haute fluidité.

3.3. Évaluation de la résistance à la flexion du SFRC :

Pour résoudre les problèmes liés sur la résistance à la flexion reflète la capacité du SFRC (béton armé des fibres d'acier) à retenir la charge. Les problèmes liés à l'utilisation de la méthode ASTM C 1018 [ASTM C1609/ C1609M-12](#) pour déterminer la résistance à la flexion du SFRC, tels que la difficulté de déterminer avec précision la première fissure et la déflexion et la très faible valeur de 15,5 fois la déviation de la première fissure sans tenir compte de la situation de la durée de vie du SFRC, cette recherche applique une méthode plus appropriée, spécifiée dans le code chinois JG/T 47. Dans cette méthode, séparée par le point de charge maximale de la courbe charge-déflexion, la résistance à la flexion avant la charge maximale était représentée par le rapport de résistance à la flexion initiale R_{ep} avec la résistance à la flexion initiale équivalente f_{ep} , tandis que la résistance à la flexion après la charge maximale était représentée par le rapport de résistance à la flexion restante R_{ek} avec la résistance à la flexion restante équivalente résistance à la flexion restante f_{ek} . L'indice k est le pourcentage de la portée correspondant à la déformation à mi-portée contrôlée, soit $450/k$ (mm). En fonction des besoins, k peut être pris comme 500, 300, 250, 200 et 150, respectivement, pour imiter les conditions de service ([JG/ T 472-2015](#)).

Du point de vue de la signification physique, une valeur plus élevée de R_{ep} indique que le SFRC a une meilleure résistance à la flexion avant d'atteindre la résistance à la flexion, et une valeur plus élevée de R_{ek} indique que le SFRC a une meilleure résistance à la flexion avec une résistance à la flexion restante et une capacité d'absorption d'énergie plus élevées ([M.L Zhao 2017](#)). Des valeurs de R_{ep} et de R_{ek} plus proches de 1 signifient que le SFRC a de meilleures propriétés élastiques et plastiques. Des valeurs plus élevées de f_{ep} et f_{ek} représentent une meilleure capacité d'absorption d'énergie.

Le [tableau 7](#) résume les résultats calculés pour la résistance à la flexion. Les valeurs plus élevées de $f_{e,p}$, $R_{e,p}$, $f_{e,k}$ et $R_{e,k}$ de chaque SFRC de fluidité optimal correspondaient au temps de vibration optimal, ce qui indique que le temps de vibration a un certain effet sur la résistance à la flexion du SFRC en raison de son influence sur la distribution des fibres. Cela correspond aux résultats de l'analyse de la courbe charge-déflexion.

Tableau 7:Résumé des calculs de f_{ep} , R_{ep} , f_{ek} et R_{ek} (M.L Zhao 2017).

Numéro d'essai	F_{ep} MPa	R_{ep}	$f_{e,500}$ MPa	$R_{e,500}$	$f_{e,300}$ MPa	$R_{e,300}$	$f_{e,250}$ MPa	$R_{e,250}$	$f_{e,200}$ MPa	R_{e200}
S80T10FC	3.18	0.61	2.73	0.53	1.94	0.37	1.69	0.33	1.42	0.27
S80T30FC	4.51	0.75	3.97	0.66	3.14	0.52	2.82	0.47	2.42	0.40
S80T60FC	5.10	0.84	3.23	0.53	2.40	0.39	2.13	0.35	1.85	0.30
S120T10FC	3.92	0.70	3.31	0.59	2.48	0.45	2.24	0.40	1.82	0.33
S120T30FC	4.96	0.78	5.08	0.80	4.29	0.68	3.94	0.62	3.49	0.55
S120T60FC	4.28	0.72	4.17	0.70	3.38	0.56	3.05	0.51	2.63	0.44
S160T10FC	3.88	0.73	4.16	0.79	3.53	0.67	3.27	0.62	2.91	0.55
S160T30FC	3.53	0.65	4.78	0.89	4.02	0.75	3.63	0.67	3.11	0.58
S160T60FC	3.98	0.76	4.18	0.79	3.50	0.67	3.16	0.60	2.70	0.51
S200T10FC	4.18	0.72	4.70	0.81	3.97	0.69	3.64	0.63	3.21	0.55
S200T30FC	3.84	0.71	3.64	0.67	2.81	0.52	2.52	0.47	2.17	0.40
S200T60FC	4.39	0.79	4.22	0.76	3.37	0.62	3.00	0.54	2.54	0.46

Comme présenté dans la Figure. 28 pour le R_{ek} du meilleur essai de chaque SFRC de fluidité, S160T30FC a une meilleure résistance à la flexion que les autres essais. Cela indique que le S160T30FC a une meilleure capacité de rétention de charge. Les résultats du SFRC avec un affaissement de 80 mm sont clairement inférieurs à ceux des autres essais. Cela indique que non seulement le temps de vibration a une influence sur la performance de flexion du SFRC, mais que la fluidité a également une contribution à l'amélioration des propriétés du SFRC. La cause principale se concentre sur la distribution des fibres du SFRC avec une fluidité différente. influencée par le temps de vibration, comme étudié dans la section 3. Afin d'obtenir une meilleure propriété de flexion, une fluidité appropriée est complémentaire au temps de vibration.

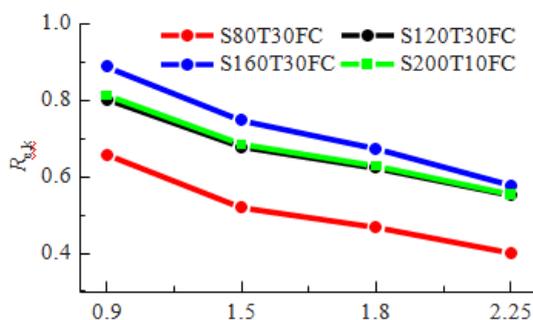


Figure 27: . Rapport de résistance à la flexion résiduelle du meilleur essai de chaque SFRC de fluidité. (M.L Zhao 2017).

3.4. Déflexion :

M.L Zhao 2017 montre que si la résistance à la flexion restante peut être utilisée pour indiquer la capacité d'absorption d'énergie du SFRC, elle ne peut pas montrer une performance intégrale du SFRC. Dans ce cas, l'énergie de rupture G est utilisée pour donner une vue intuitive du changement de la capacité d'absorption d'énergie avec l'augmentation de la déflexion de la poutre en SFRC, qui peut être exprimée par l'aire sous la courbe charge-déflexion. Les résultats de chaque essai sont présentés dans le **tableau 8** et tracés sur la **figure 29**. Ils montrent que l'énergie de rupture de chaque essai avant la résistance ultime à la flexion est assez faible, ce qui indique que le SFRC a une faible capacité d'absorption de l'énergie de flexion avant l'extension de la fissure.

Tableau 8:Énergie de rupture(**M.L Zhao 2017**).

TrialNo.	$G_{e,p}$ (N·mm)	$G_{e,500}$ (N·mm)	$G_{e,300}$ (N·mm)	$G_{e,250}$ (N·mm)	$G_{e,200}$ (N·mm)
S80T10FC	509	17,985	21,494	22,575	23,752
S80T30FC	1353	25,624	34,342	37,271	40,132
S80T60FC	2107	20,456	26,002	27,912	30,483
S120T10FC	830	21,639	27,359	29,733	30,288
S120T30FC	1107	33,125	47,298	52,283	58,115
S120T60FC	1237	26,937	37,048	40,234	43,654
S160T10FC	1724	26,256	38,146	42,657	47,885
S160T30FC	1405	30,345	43,670	47,538	51,299
S160T60FC	1553	26,607	38,052	41,379	44,567
S200T10FC	3249	28,093	41,537	46,266	51,645
S200T30FC	1550	23,078	30,469	32,997	35,791
S200T60FC	1209	27,314	37,011	39,667	42,211

Comme la fibre d'acier ne peut fonctionner qu'après l'ouverture de la fissure, sa capacité à améliorer la résistance à la flexion avant que la résistance à la flexion ne soit atteinte. Un résultat similaire a été rapporté par (**Keshavarzian 2021**). Avec l'augmentation de la fluidité, les essais avec moins de temps de vibration commencent à montrer une meilleure énergie de rupture. Une plus grande énergie de rupture est apparue sur le SFRC compacté au temps de vibration optimal, et le SFRC avec un affaissement de 120 mm au temps de vibration de 30 s a la plus grande énergie de rupture.

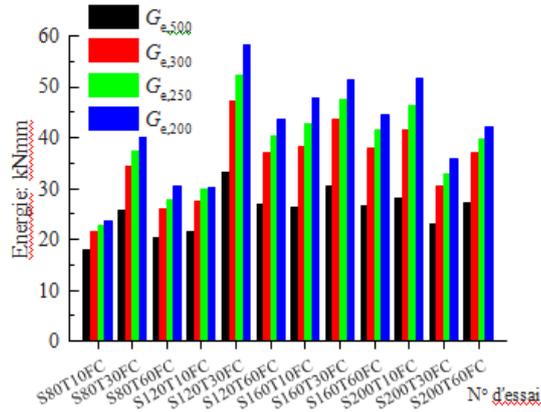


Figure 28: Énergie de rupture de chaque SFRC de fluidité (M.L Zhao 2017).

La figure 30 M.L Zhao 2017 présente les propriétés de flexion du meilleur essai en SFRC de 80 mm, 160 mm et 200 mm d'affaissement, comparées à celles du SFRC de 120 mm d'affaissement. Elle montre que seule la résistance à la flexion du S160T30FC est supérieure à celle du S120T30FC et que les autres propriétés des autres essais sont inférieures à celles du S120T30FC. Les propriétés de flexion de S200T10FC sont toutes supérieures à 90% de S120T30FC. L'énergie de rupture et la résistance à la flexion équivalente de S200T10FC sont encore plus élevées que celles de S120T30FC lorsque la déviation atteint 2,25 mm. Combiné avec l'avantage d'un temps de vibration plus court, S200T10FC montre une force unique par rapport aux autres essais.

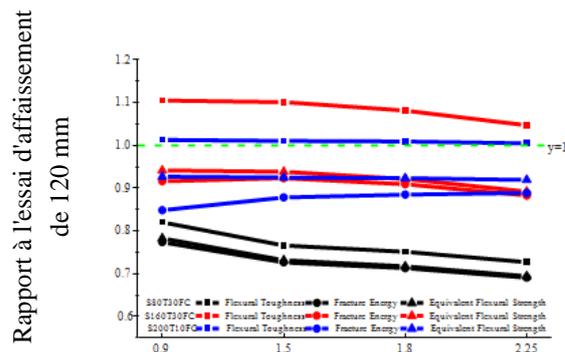


Figure 29: Propriétés de flexion de chaque groupe par rapport à un affaissement de 120 mm (M.L Zhao 2017).

3.5. Résistance a la compression et résistance a la fissuration :

Yanfei Niu 2021a échanger des points de vue sur les résistances à la compression et à la fissuration de toutes les éprouvettes testées sont présentées dans la Figure. 31. Il est clair que les composites BUHP/fibres présentent des résistances à la compression plus élevées que le mélange de béton témoin non fibreux (NF, résistance à la compression = 120,4 MPa) (Figure. 31a). Une comparaison des matériaux composites contenant des fibres de taille unique montre que les résistances à la compression de M2.0 et L2.0 sont environ 14,3 % plus élevées que celle de S2.0 (148,7 MPa), ce qui indique que la résistance à la compression augmente légèrement avec la longueur des fibres.

Les valeurs maximale et minimale de la résistance à la compression de tous les composites BUHP/fibres d'aciers étudiés dans cette étude sont respectivement de 170,5 (M1.0L1.0) et 147,1 MPa (S1.5 M1.5).

La variation relativement faible entre ces deux valeurs laisse penser que suggère que la résistance à la compression n'est pas sensiblement affectée par l'hybridation des fibres, ce qui est conforme aux résultats rapportés dans une étude précédente (Y. Mohammadi 2008).

Les valeurs présentées dans la figure 31b démontrent que, contrairement aux la résistance à la compression, la résistance à la fente est significativement améliorée par l'ajout de fibres d'acier au BUHP. Par rapport au béton de référence (NF, résistance à la fissuration = 8,1 MPa), les résistances à la fissuration des bétons composites mélangés avec des fibres d'acier de 6, 13 et 20 mm sont augmentées de 51.9%, 134.6%, et 159.2%, respectivement. L'éprouvette M0.5L1.5 présente la valeur de résistance à la fissuration la plus élevée de 21,8 MPa, qui est 3,81% supérieure à la valeur correspondant à L2.0.

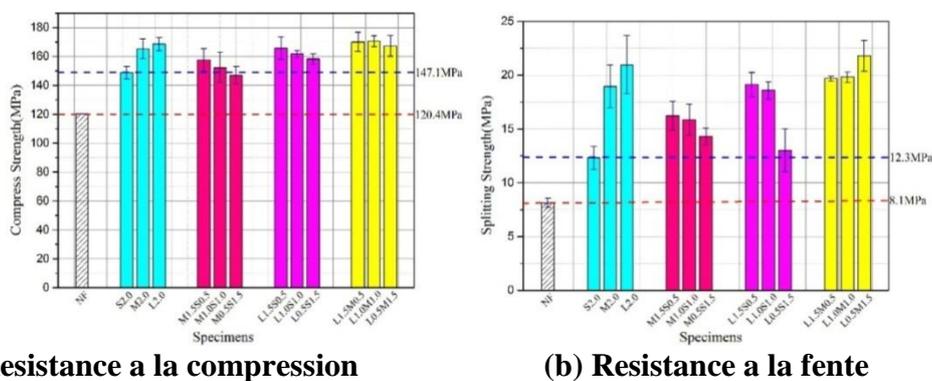


Figure 30: . Résistance à la compression et à la fente des spécimens testés(Yanfei Niu 2021).

3.6. Comportement à la flexion :

3.6.1. Courbe charge-déflexion :

Les courbes charge-déflexion moyennes présentées dans les Figure. 32-34 par D.Y Yoo 2017 peuvent être utilisées pour caractériser avec précision la réponse en flexion de tous les composites préparés ici. Pour tracer ces courbes, on a d'abord supposé que la déviation augmente par incréments de 0,5 mm. Ensuite, déterminé les dates de charge selon la méthode de l'interpolation linéaire, de manière à ce qu'elles correspondent à la déflexion supposée. Enfin, on a calculé les valeurs moyennes des charges à la même déflexion et tracé les courbes charge-déflexion équivalentes.

Dans La figure 32D.Y Yoo 2016 montre que les courbes charge-déflexion moyennes des échantillons de BUHP (béton ultra-haute plasticité) mélangés avec des fibres d'acier courtes (6 mm) et moyennes (13 mm). Dans l'ensemble, les courbes démontrent une meilleure performance en flexion, c'est-à-dire une résistance à la flexion équivalente maximale et une résistance à la rupture plus élevées, est obtenue pour des rapports de remplacement plus importants des fibres de longueur moyenne. De plus, les M1.0S1.0, M1.5S0.5 et M2.0 présentent un comportement de durcissement en flexion avec $f_{LOP} < f_{MOR}$, (f_{LOP} et f_{MOR} sont respectivement la résistance à la flexion à la première fissuration et la résistance à la flexion après fissuration (D.Y Yoo 2016)), tandis que S2.0 et M0.5S1.5 présentent un comportement de ramollissement en flexion avec $f_{LOP} > f_{MOR}$.

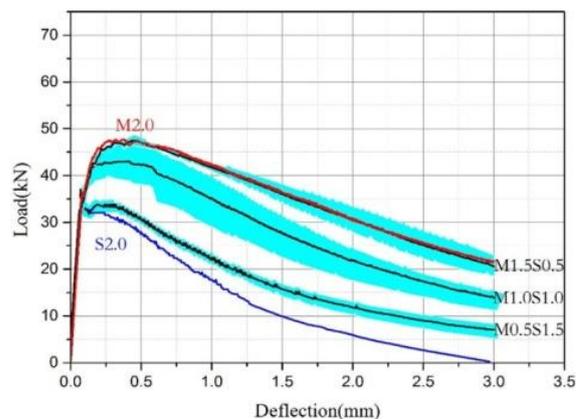


Figure 31: Courbes charge-déflexion équivalentes moyennées des éprouvettes M0.5S1.5, M1.0S1.0 et M1.5S0.5 (D.Y Yoo 2016).

Comme le montre la [figure 33](#), la performance en flexion de L2.0 est bien meilleure que celle de S2.0. De plus, tous les échantillons de BUHP mélangés avec des fibres d'acier de 6 et 20 mm de long présentent un comportement de durcissement en flexion. Notamment, le mélange avec 0,5% de fibres longues et 1,5% de fibres courtes améliore significativement la performance en flexion du composite L0.5S1.5 ($f_{LOP} < f_{MOR}$) par rapport à l'hybridation avec 0,5% de fibres de longueur moyenne et 1,5% de fibres courtes (M0.5S1.5, $f_{LOP} > f_{MOR}$). Cela indique que les fibres longues peuvent améliorer le comportement en flexion du BUHP plus efficacement que les fibres de taille moyenne.

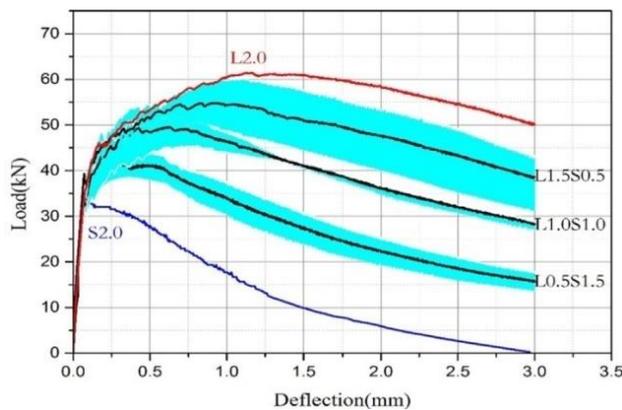


Figure 32: Courbes charge-déflexion équivalentes moyennées des éprouvettes L0.5S1.5, L1.0S1.0 et L1.5S0.5 (D.Y Yoo 2016).

Comme le montre la [figure 34](#), selon [D.Y Yoo 2017](#) tous les échantillons de BUHP mélangés avec des fibres longues et moyennes présentent un comportement de durcissement en flexion ($f_{LOP} < f_{MOR}$). De plus, des ratios de remplacement plus élevés de fibres longues favorisent le comportement en flexion du BUHP. Il est intéressant de noter que le spécimen comprenant 0,5 % de fibres de longueur moyenne et 1,5 % de fibres longues présente la meilleure performance en flexion parmi tous les composants étudiés, en raison de la meilleure distribution des fibres longues à de faibles ratios de remplacement des fibres de longueur moyenne. Plus précisément, les avantages des fibres longues (pontage des fibres et résistance à la formation de fissures) dans ce spécimen sont améliorés, tandis que les inconvénients (mauvaise distribution et zones de faiblesse de l'interface fibre-matrice) sont supprimés. Lorsque des fractions volumiques plus élevées de fibres de longueur moyenne sont utilisées ($V_f = 1,0$ et $1,5\%$), la zone de liaison entre les fibres longues et la matrice du BUHP devient plus petite, ce qui compromet l'effet positif de ces fibres.

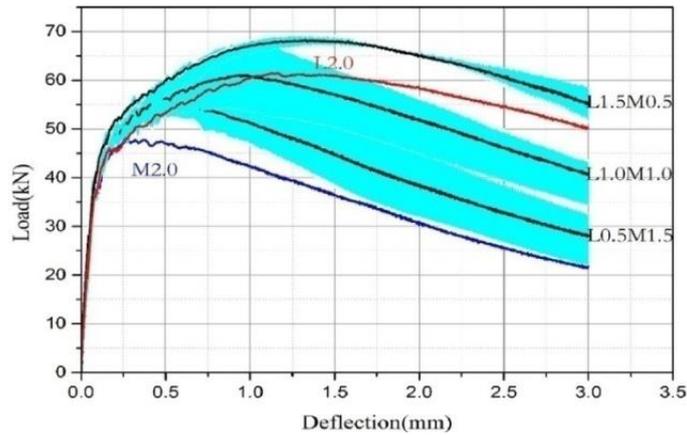


Figure 33: Courbes charge-déflexion équivalentes moyennées des éprouvettes L0.5 M1.5, L1.0 M1.0 et L1.5 M0.5 (D.Y Yoo 2017).

3.7. Résistance à la flexion et capacité de déflexion équivalentes :

Pour décrire l'influence des fibres d'acier sur la performance en flexion du BUHP, les points de première fissure et de pic sur les courbes de charge-déflexion des spécimens analysés ont été caractérisés quantitativement. Selon les études précédentes de D.Y Yoo 2014, le premier point de fissure représente la limite de proportionnalité (LOP) où la non-linéarité de la courbe charge-déflexion devient évidente. Entre-temps, le point de pointe est défini comme le module de rupture (MOR) où la charge commence à diminuer après le point LOP.

Les figures 35 et 36 montrent la résistance à la flexion et la capacité de déflexion correspondante (δ) des spécimens à LOP et MOR, respectivement. En moyenne, la résistance équivalente à la flexion des spécimens à LOP (f_{LOP}) est de 11,97 MPa, ce qui correspond à une déviation de 0,075 mm. Comme le montre la Figure. 35, f_{LOP} et δ_{LOP} sont pratiquement indépendantes de la longueur des fibres et ne sont affectées que par les propriétés de la matrice du BUHP, comme rapporté dans des études précédentes de D.Y. Yoo 2013.

Contrairement à f_{LOP} et δ_{LOP} , la résistance à la flexion équivalente et la capacité de déflexion à MOR présentent des variations appréciables, comme l'illustre la Figure. 36.

Lorsque des fibres d'acier de différentes longueurs (6, 13, et 20 mm) sont singulièrement dopées dans la matrice, des f_{MOR} et δ_{MOR} plus élevés sont observés pour le spécimen mélangé avec les fibres longues (L2.0). La résistance à la flexion équivalente de ce spécimen est de 18,78 MPa, ce qui est approximativement 88.74% et 27.67% plus élevé que les valeurs correspondant à S2.0 et M2.0, respectivement. Quant à la capacité de déflexion de L2.0 (1,24 mm), elle est supérieure de 552,63% et 235,14% à la valeur δ_{MOR} de S2.0 et M2.0, respectivement. Il est clair que les

propriétés post-fissure sont influencées de manière significative par la longueur des fibres (D.Y. Yoo 2016). Les échantillons de BUHP mélangés avec des fibres hybrides montrent un meilleur comportement en flexion à des ratios de remplacement plus élevés des fibres plus longues, avec les valeurs les plus élevées de f_{MOR} et δ_{MOR} de 20,47 MPa et 1,34 mm, respectivement, détectées pour l'échantillon L1.5 M0.5. Ces valeurs sont encore plus élevées que celles correspondant à L2.0 (9,15% et 8,06% plus élevées que celles de f_{MOR} et δ_{MOR} , respectivement).

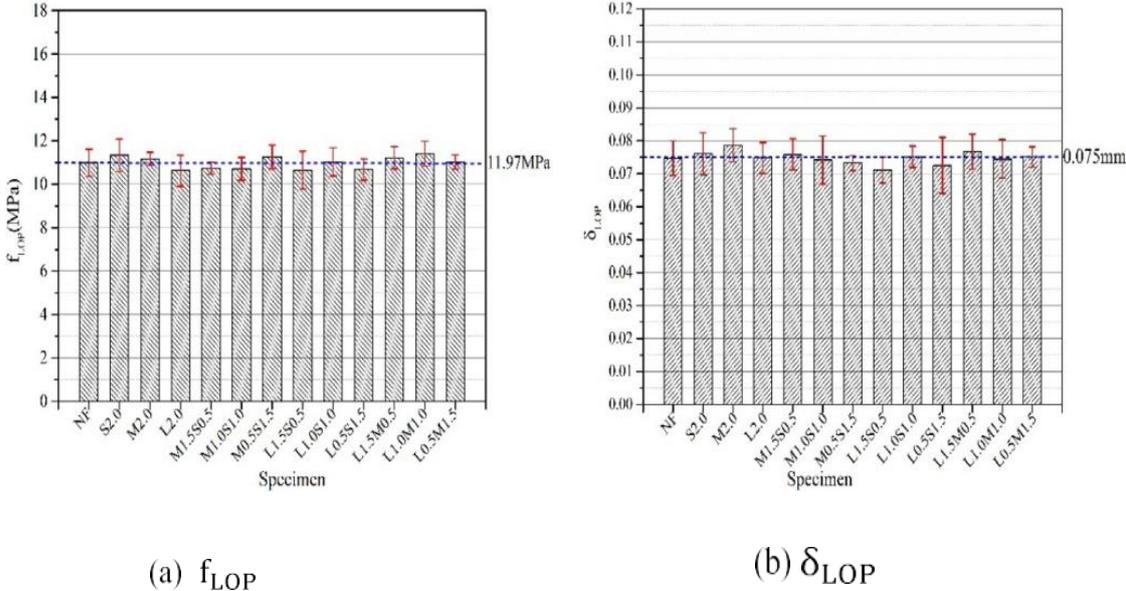


Figure 34: Résistance à la flexion équivalente et capacité de déflexion des spécimens à LOP (D.Y. Yoo 2013).

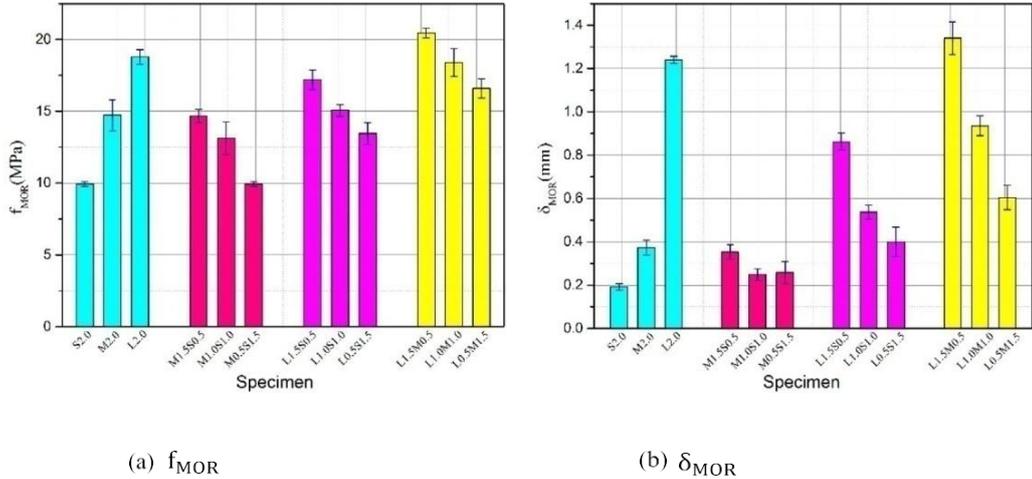


Figure 35: Résistance à la flexion équivalente et capacité de déflexion à MOR (D.Y Yoo 2016).

3.8. Propriétés de flexion des échantillons de BUHP (béton ultra-haute plasticité) :

3.8.1. Courbes charge-déflexion en flexion :

Huanghuang Huang 2021 montre dans les courbes charge-déflexion en flexion des échantillons préparés à l'aide des deux méthodes de coulée avec différentes longueurs et volumes de fibres sont présentés dans la Figure. 37. Les courbes étaient constituées de la partie ascendante élastique, de la partie ascendante non linéaire et de la partie descendante ascendante non linéaire et descendante. Dans la zone élastique, la charge augmente régulièrement avec l'augmentation de la déflexion jusqu'à la première fissure point de fissure. Dans la zone ascendante non linéaire, les fissures ont été efficacement pontées par des fibres, ce qui a entraîné une augmentation de la charge. par des fibres, ce qui a entraîné une augmentation de la capacité de charge avec l'augmentation de la déflexion jusqu'au point de fissuration maximale, l'augmentation de la déflexion jusqu'à ce que la charge maximale soit atteinte. Ensuite, les fissures se sont étendues et les fibres ont été arrachées de la matrice du BUHP, ce qui a entraîné une diminution de la charge conduisant à une diminution de la capacité de charge avec l'augmentation de la déflexion.

Pour une longueur de fibre donnée, les échantillons avec un volume de fibre plus élevé ont montré une plus grande capacité de charge maximale. Ceci est attribué à l'augmentation du nombre de fibres qui peuvent ponter les fissures, améliorant ainsi la capacité à résister à la propagation des fissures (Z.M. Wu 2019). La capacité de charge maximale augmentée également avec l'utilisation de fibres plus longues pour un volume de fibres donné. Selon des études antérieures (H.H. Huang, M.S. Meddah 2009), les fibres plus longues peuvent développer une plus grande résistance à l'arrachement et assurer un plus grand effet de pontage.

D'autre part, la capacité de charge maximale des échantillons coulés à l'aide de la méthode de l'écoulement induit était plus grande que celle des échantillons coulés par la méthode conventionnelle. Cela est dû à l'orientation améliorée des fibres correspondant à la direction longitudinale des échantillons prismatiques, l'efficacité des fibres pour ponter les fissures et résister à la fissuration (H.H. Huang 2018). Cependant, un blocage est apparu pour les fibres de 20 mm de long à un volume de 3 % du volume lorsque le dispositif de coulée induite par l'écoulement ayant une ouverture de sortie de 20 mm a été utilisé. Ceci est dû à l'agglomération importante des fibres LS dans le dispositif en forme de L.

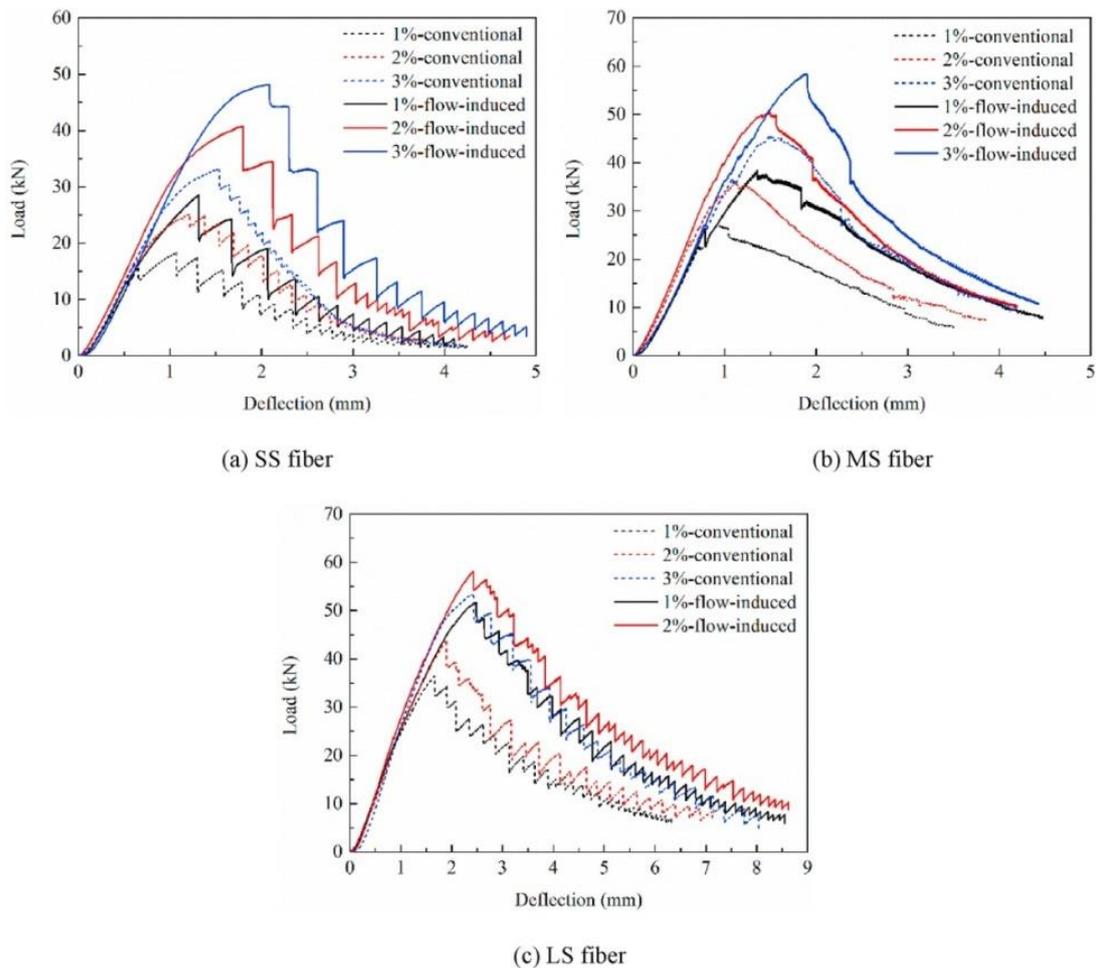


Figure 36: Courbes charge-déflexion en flexion d'échantillons préparés selon les deux méthodes de coulée avec différentes longueurs et volumes de fibres (Huanghuang Huang 2021).

3.9. Résistance à la flexion et ténacité :

Selon [D.Y. Yoo 2014](#) la [figure 38](#) montre que la résistance à la flexion et la ténacité des échantillons préparés par les deux méthodes de coulée avec différentes longueurs et volumes de fibres. Il a été démontré que la résistance à la flexion et la ténacité augmentent de façon significative avec l'augmentation de la longueur et du volume des fibres. Pour les prismes fabriqués avec la fibre la plus courte de 6 mm. Cette amélioration était de 64% et 90%, respectivement, pour le BUHP préparé avec des fibres de 13 mm et de 47% et 81%, respectivement, pour celui avec des fibres de 20 mm. D'autre part, l'augmentation de la longueur des fibres de 6 à 20 mm a entraîné une augmentation de 98% et 246% de la résistance à la

flexion et de la ténacité, respectivement, pour le BUHP fabriqué avec 1% de fibres. Cette amélioration était de 74% et 198%, respectivement, pour un volume de fibres de 2% et de 61% et 245%, respectivement, pour un volume de fibres de 3%. Une telle amélioration des propriétés de flexion peut être attribuée au fait que des fibres plus longues peuvent entraîner une augmentation significative de la charge et de l'énergie d'arrachement. Des résultats similaires ont été rapportés par [D.Y. Yoo 2014](#) où la résistance à la flexion et la ténacité ont été améliorées de 19% et 125%, respectivement, lorsque la longueur des fibres est passée de 13 à 19,5 mm dans un BUHP proportionné avec un volume de fibres de 2%.

Par rapport à la méthode conventionnelle, les échantillons coulés à l'aide de la méthode d'écoulement induit présentaient une résistance à la flexion et une ténacité supérieures de 28 % à 62 % et de 25 % à 82 %, respectivement. Ces résultats sont attribués au fait que la méthode de coulée induite par l'écoulement peut favoriser l'alignement des fibres dans la direction longitudinale des échantillons prismatiques. Une telle amélioration peut augmenter la capacité des fibres à ponter les fissures, ce qui entraîne une amélioration de la performance de flexion. Pour les échantillons moulés selon la méthode de coulée induite par l'écoulement l'augmentation du volume de fibres de 1 à 3 % a amélioré la résistance à la flexion et la ténacité de 68 % et 113 %, respectivement, pour les prismes de BUHP fabriqués avec la fibre la plus courte de 6 mm. Cette amélioration était de 52 % et 36 %, respectivement, pour les BUHP préparés avec des fibres de 13 mm. D'autre part, l'augmentation de la longueur des fibres de 6 à 20 mm a conduit à une résistance à la flexion et à une ténacité supérieures de 81 % et 317 %, respectivement, pour les échantillons de BUHP préparés avec un volume de fibres de 1 %. Cette amélioration était de 42% et 194%, respectivement, pour un volume de fibres de 2%.

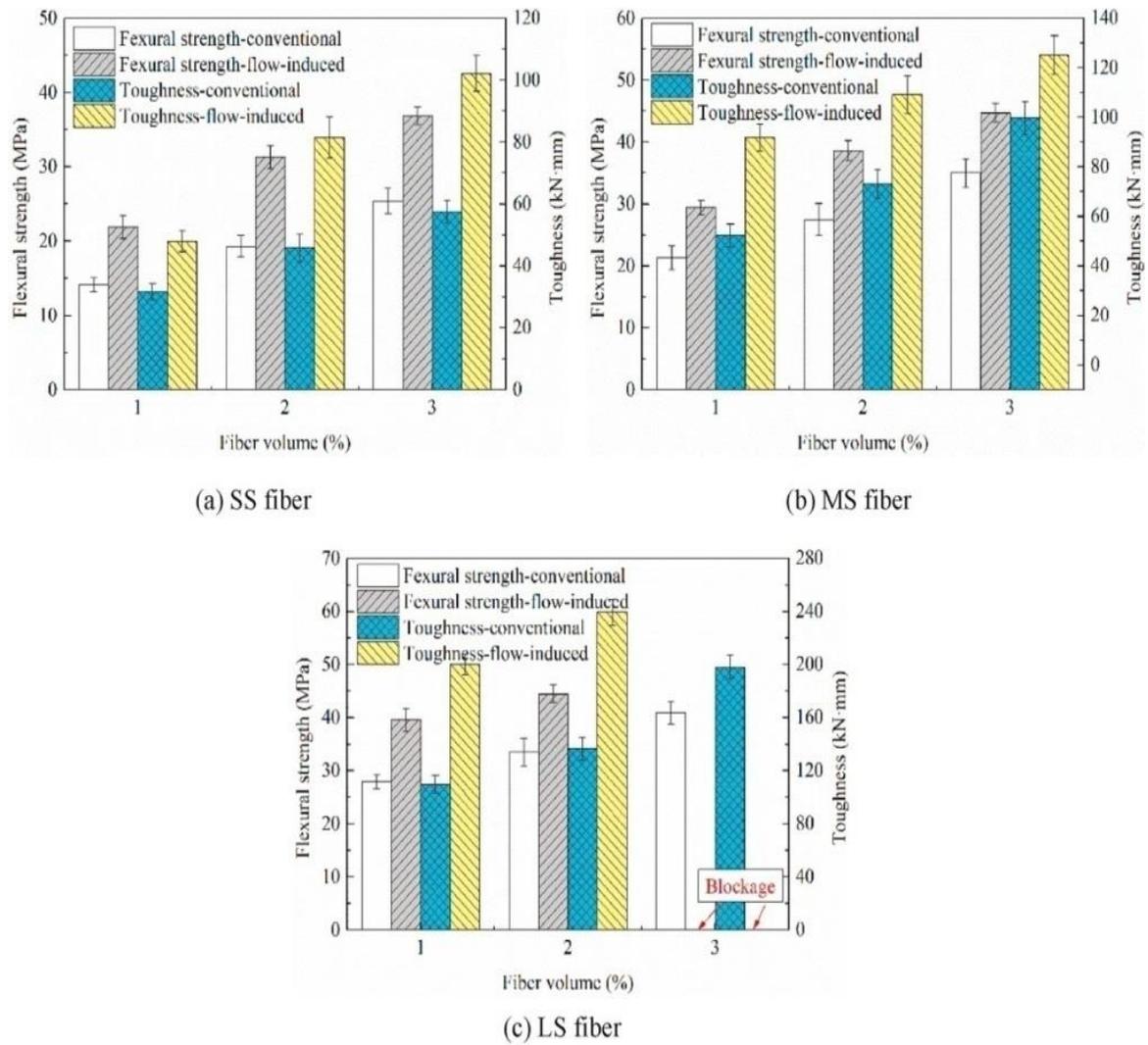


Figure 37 : Résistance à la flexion et ténacité des échantillons préparés par les deux méthodes de coulée avec différentes longueurs et volumes de fibres (D.Y. Yoo 2014)

Chapitre II : PARTIE EXPERIMENTALE

Introduction :

Le béton renforcé de fibres est un béton de ciment contenant des fibres qui lui donnent de meilleures propriétés mécaniques et une meilleure durabilité. Afin d'étudier le comportement des bétons fibrés à la flexion par plage de chargement ; on a formulé 18 poutres en béton de dimension (500 mm × 100 mm × 150 mm) dont 12 poutres en béton fibré (6 avec 1% des fibres d'acier et 6 autres avec 1.5 % des fibres d'acier) et 6 poutres de béton témoin. Notre béton est constitué de ciment, sables (0/1 et 0/4), gravier (3/8 et 8/15), fibres d'acier (Dramix), eau de gâchage et l'adjuvant 1% (Glenium 26).

A Caractérisation :

1 Matériaux et spécimens :

1.1. Le ciment :

CEM II A-L 42.5 R: Ciment Portland aux ajouts recommandés pour béton à performances élevées avec une prise rapide, destiné à la réalisation des infrastructures, construction dans le bâtiment, le génie civil, ainsi pour le domaine de préfabrication [figure 40](#).

CEM II A-L 42.5 R : Conforme à la norme Algérienne (NA442-2013).



Figure 38: Ciment Portland « SPA Biskria Ciment ».

1.2. Les granulats :

- Gravier concassé G 3/8 : provenant de la carrière AGREM BBA [figure 41](#).
- Gravier concassé G 8/15 : provenant de la carrière AGREM BBA [figure 42](#).



Figure 39: Gravier 3/8



Figure 40: Gravier 8/15

- Sable lavé concassé 0/4 : provenant de la sablière sur place SARL ETPHB TAMRAF [figure 43](#).
- Sable fin : provenant de la sablière BOUSSAÂDA [figure 44](#).



Figure 41: Sable 0/4



Figure 42: Sable 0/1

1.3. L'eau de gâchage :

L'eau permet d'activer la réaction d'hydratation du ciment anhydre et donner une pâte cimentaire durcie. La quantité d'eau initiale est un paramètre de formulation qui conditionnelles propriétés mécaniques (résistance, raideur...) et de transfert (porosité, perméabilité...). Ce

paramètre est donné par le rapport massique de la quantité d'eau à celle du ciment, noté E/C. Ce rapport affecte également la saturation initiale du matériau, c'est-à-dire l'eau disponible dans le réseau poreux après hydratation.

1.4. Fibres :

1.4.1 Fibres Dramix :

Figure 45 représente des fibres structurales qui sont utilisées comme renfort secondaire de structures fortement sollicitées, en garantissant au béton des caractéristiques élevées de ductilité et de résistance mécanique aux chocs. La forme en crochet de la fibre garantit un pouvoir d'ancrage élevé dans la matrice béton.



Figure 43:Fibre Dramix.

2. Essais laboratoire :

- Analyse granulométriques : Q{F EN 933-1).
- Densités apparente et absolue des granulats :(NF EN 1097-6).
- Propreté superficielle des granulats : Q{F EN 933-1).
- Equivalent de sable : (NF EN 933-8)
- Los Angles:(NF EN 1097-2).
- Micro Deval :(NF EN 1097-1).
- Affaissement au cône d'ABRAMS (Slump test) :(ISO 4109).

3. Analyse granulométrique et caractéristiques des agrégats :

Les résultats de l'analyse granulométrique sont présentés dans le [tableau 9](#), puis elles sont utilisés pour tracé la courbe granulométrique [figure 46](#).

Tableau 9:Analyse granulométrique

Module	Dimension	Sable concassé	Sable fin	Gravier 3/8	Gravier 8/15
46	31.5				
45	25				
44	20				100
43	16				83
42	12.5				50
41	10			100	27
40	8			98	8
39	6.3	100		68	2
38	4	93		14	
35	2	68		6	
32	1	47	100	4	
29	0.5	31	99		
26	0.25	19	77		
23	0.125	11	8		
20	0.063	7	2		

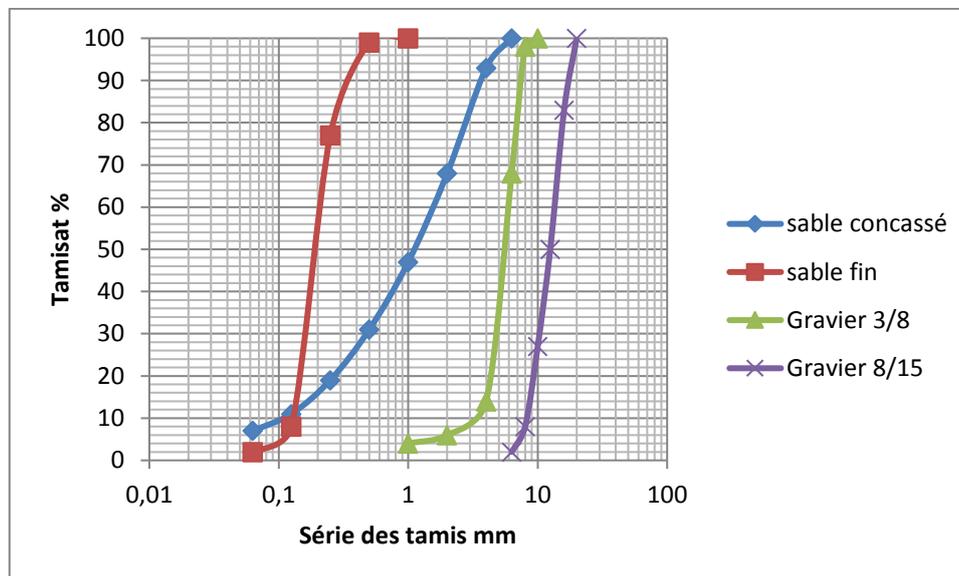


Figure 44: Courbes granulométriques des agrégats.

4. Discussions des résultats :

4.1. Agrégats:

Les graviers 3/8 et 8/15 présentent les caractéristiques que voici:

De point de vue propreté, les deux fractions sont propres, de point de vue densités, les deux fractions sont denses et point de vue dureté, l'essai los Angeles sur la fraction G 8/15 a donné des résultats acceptables pour l'utilisation dans la fabrication de béton.

4.2. Sables:

4.2.1. Sable concassé 0/4 Lavé :

Présente les caractéristiques que voici :

La granulométrie du sable est étalée de classe 0/4 ; qui sort légèrement de la limite inférieure du fuseau de référence; le module de finesse est de $M_f = 3,31$; ce qui correspond d un sable grossier selon Dreux.

L'essai d'équivalent de sable donne une valeur de $E_s = 85 \%$; ce qui correspond à un sable propre.

4.2.2. Sable Fin de Boussaâda :

Présente les caractéristiques que voici :

La granulométrie du sable sort complètement du fuseau de référence avec un module de finesse de $M_f = 1,16$; ce qui correspond d un sable un peu trop fin selon Dreux.

L'essai d'équivalent de sable après tamisage au tamis de 5 mm donne une valeur de $E_s = 57 \%$; ce qui correspond d un sable légèrement pollué.

Tout les résultats sont organisés dans le [tableau 10](#).

Tableau 10: résultats des essais laboratoire

	Sable concassé	Sable fin	Gravier 3/8	Gravier 8/15
Masse volumique absolue	2.65	2.60	2.70	2.71
Masse volumique apparente	1.48	1.52	1.35	1.37
Propreté superficielle (f)	-	-	1.70	0.50
Coefficient d'aplatissement	-	-	20	15
Equivalent de sable	85	57	-	-
Micro Deval	-	-	13	-
Los Angeles	-	-	25	-
Module de finesse	3.31	1.16	-	-

B. Formulation :

1. Formulation de béton :

L'étude de composition de béton consiste à définir le mélange optimal des différents constituants : gravier, sable, ciment, l'eau, afin de réaliser un béton de qualité.

Les quantités sont présentées dans le [tableau 11](#).

- **Point de brisure :**

$$Y_C = A + 17^5 \sqrt{D_C}$$

$$D_C = d_1 + (d_1 - d_2) * X/Y$$

d_1 est la dimension du premier tamis refus.

d_2 est la dimension du tamis immédiatement inférieur à d_1 .

$$d_1 = 16 \text{ mm}, d_2 = 12.5 \text{ mm}, A = 34 \text{ et } K = 0.31$$

X : est le refus en % du tamis $d_1 = 17\%$

Y : tamisât de d_1 - tamisât de $d_2 = 33\%$

- **Calcul de D_c :**

$$D_c = 16 + (16 - 12.5) * 17/33 = 17.80 \text{ mm}$$

- **Calcul de Y_c :**

$$Y_c = 64.24\%$$

- **Calcul du pourcentage de ciment :**

Dosage de ciment : 400 kg/m^3 .

Volume absolu du ciment : $400 / 3.1 = 129 \text{ L}$

Eau de gâchage : $I = K / \sqrt[5]{D_C} = 175 \text{ L}$

Volume absolu des matières sèches : $100 - 175 = 825 \text{ L}$

Pourcentage de ciment : $129 / 825 = 15.63 \%$

Tableau 11:Quantités des matériaux pour 1m³ de béton.

Matériaux	Quantité
Sable fin 0/1 (Kg)	204
Sable concassé 0/4 (Kg)	816
Gravier 3/8 (Kg)	209
Gravier 8/15 (Kg)	715
Ciment (Kg)	400
Eau (L)	175

2. Malaxage :

Premièrement on introduit les agrégats et le ciment dans le malaxeur et mélangé bien pendant 60 s, après on ajoute de l'eau d'une manière uniforme pendant 40 s de malaxage. En suite on ajoute l'adjuvant (1% de la masse du ciment) et les fibres on les ajoute les derniers à la main par petite quantités pour éviter le phénomène d'oursins et cela pendant un malaxage de 20 s.

C. Caractéristiques des bétons :

1. Le béton à l'état frais :

- **Affaissement :**

L'ouvrabilité est évaluée à l'aide de cône d'Abrams [figure 47](#), on mesurant l'affaissement selon la norme NFP18.451 [tableau 12](#), nous constatons que celui-ci diminue lorsque le béton est très ferme.

Tableau 12:Variation de l'affaissement des différents bétons.

	BA	BAF 1%	BAF 1.5%
Affaissement (cm)	20	18	17

L'affaissement diminue en ajoutant les fibres, à chaque fois le taux des fibres augmente l'affaissement diminue et cela est expliqué que les fibres empêchent l'écoulement de béton.



Figure 45: Des photos de l'essai d'affaissement.

2. Essai mécanique :

Dans notre partie expérimentale on a effectué l'essai de flexion quatre points sur nos éprouvettes fabriqués à l'âge de 28 jours pour suivre le comportement des éprouvettes en fonction des différents paramètres, pourcentage et types d'ajouts.

Sur les éprouvettes en BO on a obtenu des fissures importantes qui se trouvent au milieu des appuis inférieurs qui augmente à chaque fois qu'on augmente la charge appliquée. Sur les éprouvettes BAF 1% et BAF 1.5% on remarque que les fissures sont un peu plus petites et on remarque la naissance des autres fissures diagonale quand les éprouvettes arrive presque à l'écrasement totale.

Ça c'est concernant les fissures maintenant parlons un peu sur la résistance, on remarque que la résistance augmente avec l'augmentation de la quantité des fibres.

L'essai est réalisé en considérant des éprouvettes prismatique $15 \times 10 \times 50$ cm de section en général la rupture a lieu dès qu'apparaît la fissure centrale parallèle à l'effort appliqué, au bas de la zone médiane de la poutre qui se propage vers le haut.

La machine d'essai [figure 48](#) est une presse hydraulique de capacité maximale 200KN Reliée à une chaîne électronique permettant d'afficher de manière digitale la charge de rupture appliquée à l'éprouvette d'essai.

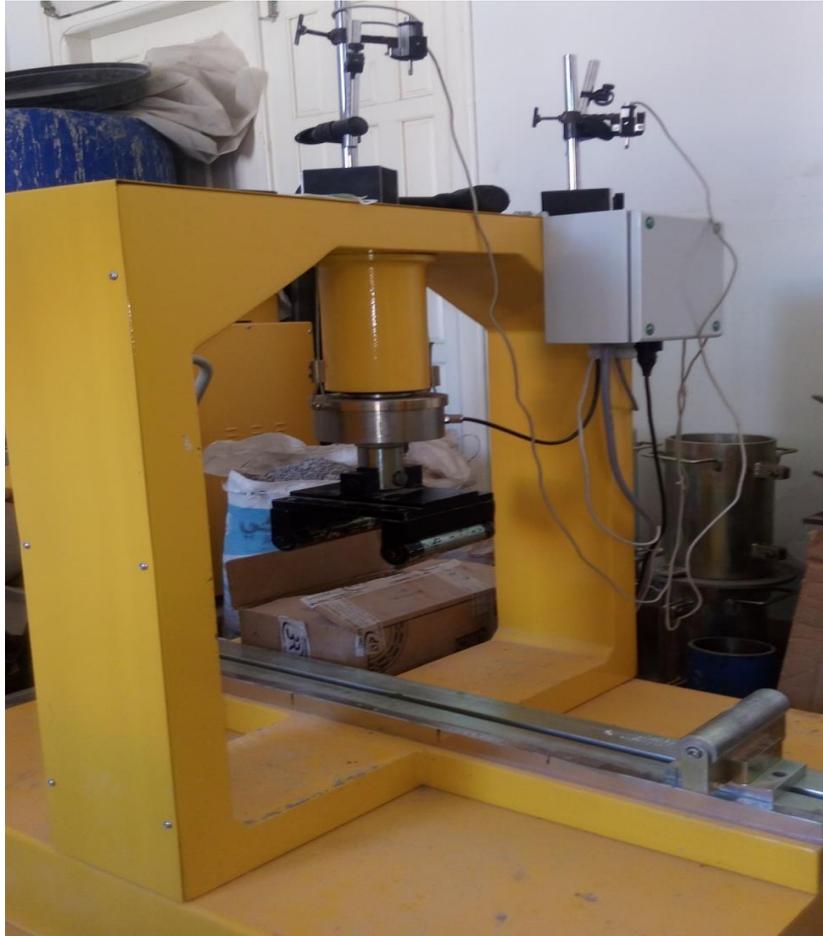


Figure 46: Machine de flexion.

La résistance à la flexion est donné par l'appareille sous forme de courbe, la contrainte en fonction du temps et la contrainte en fonction du déplacement, comme il montre sur la [figure 49](#) suivante:

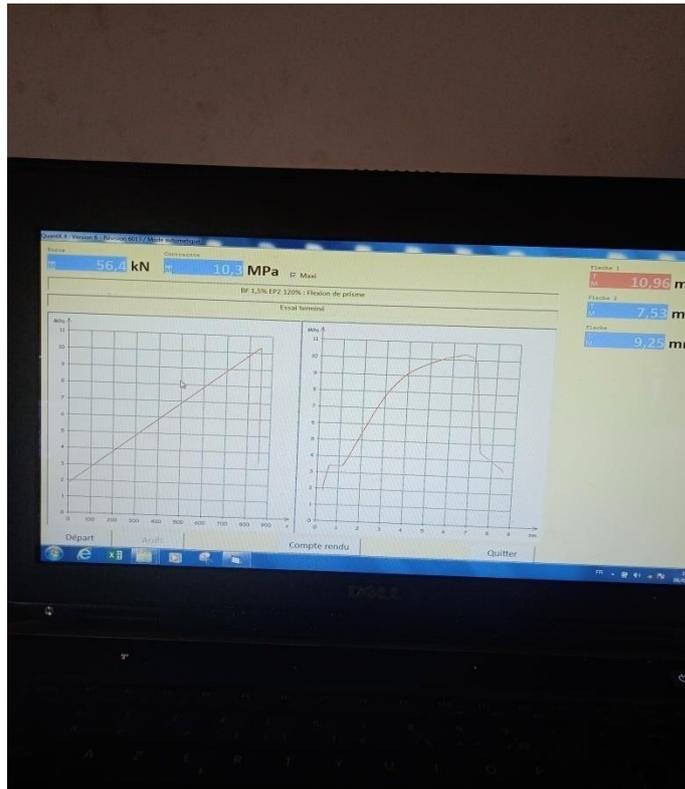


Figure 47: Courbe contrainte-flèche

3. Interprétation des résultats de flexion à quatre points :

3.1. Commentaires sur les résultats :

- Béton témoins :
- chargement 100% :

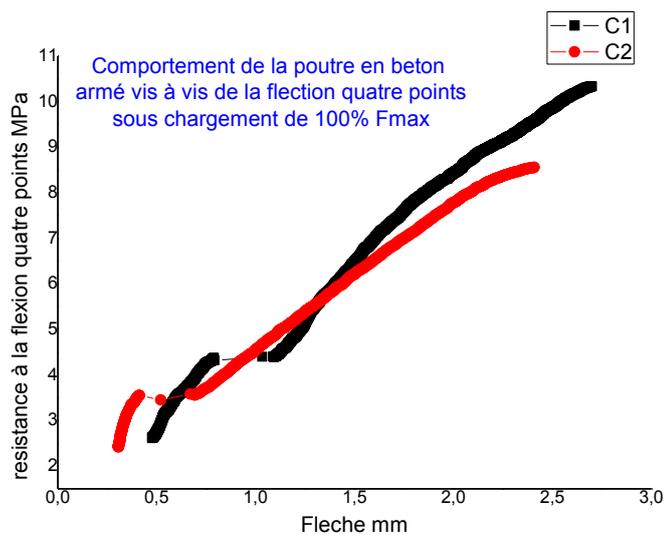


Figure 48: poutres en béton armé vis à vis la flexion quatre points à deux vitesses.

Cette [figure 50](#) montre les courbes contrainte déformation de deux éprouvettes en BA avec un chargement à la rupture mais avec différentes vitesses 0.01 N/s et 0.02 N/s respectivement.

La résistance de 2^{ème} poutre est inférieure à celle de première poutre car la vitesse de chargement dans la deuxième poutre est plus élevée que celle appliquée sur la première poutre de ce fait la contrainte finale sous la vitesse 0,01 N/s est supérieure à la valeur de la contrainte de la poutre soumise à la vitesse 0,02 N/s

On remarque que la pente de segment de droite inférieur à 3.5 MPa de chargement sous la vitesse 0.02 N/s plus incliné que celle de chargement sous vitesse 0.01 N/s.

Dans la suite de tous les essais d'écrasement de nos poutres on adopte la vitesse de chargement 0.01 N/s. Puis on définit F_{max} qui est l'effort à la rupture de la poutre sous vitesse de chargement 0.01 N/s qui est d'une valeur 55 KN à savoir de 5 KN de précharge.

➤ **Chargement 80% :**

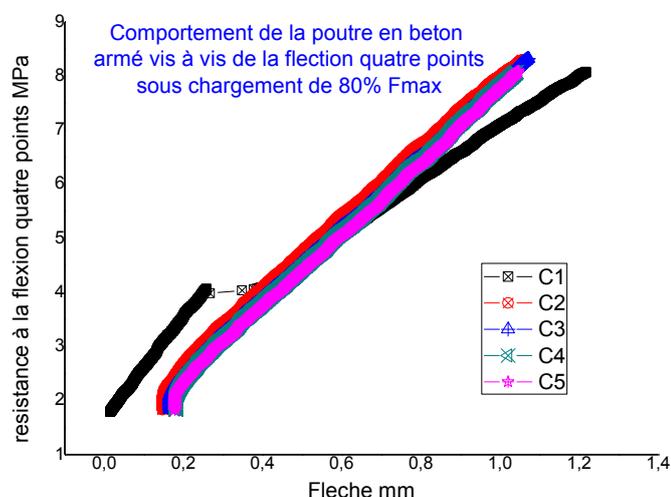


Figure 49: Comportement de la poutre en béton armé vis à vis la flexion quatre points sous chargement 80% F_{max} .

Cette [figure 51](#) représente les courbes de l'écrasement d'une poutre soumise à un chargement de 80% qui correspond à 44 KN.

On remarque que la pente de segment de droite inférieur à 2.2 MPa de la courbe C1 est plus inclinée que celle des autres courbes qui sont similaires après les courbes C2, C3, C4 et C5 deviennent parallèles avec C1 jusqu'à dislocation de C1 de 2.2 MPa jusqu'à 4.2 MPa de

contrainte, puis C1 se confondre avec le reste des courbe dans un intervalle de contrainte entre 4.2 MPa et 5.3 MPa . Après 5.3 MPa de contrainte C1 devienne souple.

➤ **Chargement 60% :**

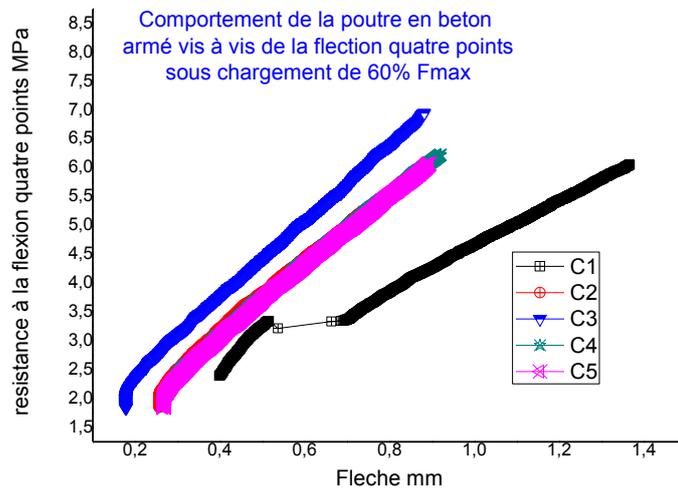


Figure 50: Comportement de la poutre en béton armé vis à vis la flexion quatre points sous chargement 60% Fmax.

Cette [figure 52](#) représente les courbes de l'écrasement d'une poutre soumise à un chargement de 60% qui correspond à 33 KN. On remarque que le nombre de cycle de chargement 60% Fmax est inférieur à celui de chargement 80% Fmax

- **Béton fibré 1% (BAF 1%) :**
- **chargement 80% :**

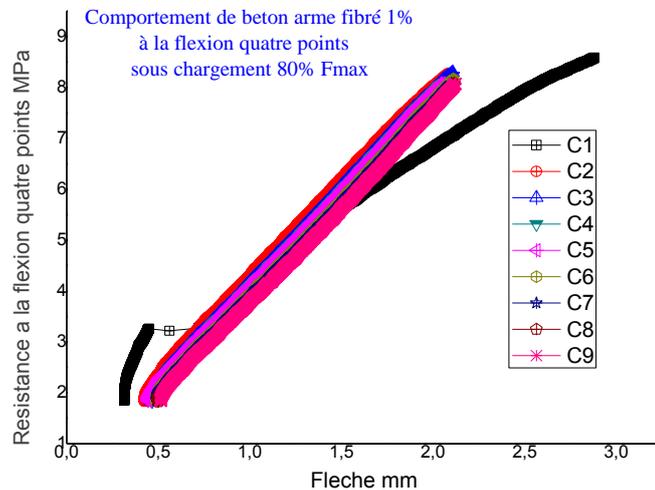


Figure 51: Comportement de béton armé 1% à la flexion quatre points sous chargement 80% Fmax.

Cette **figure 53** représente les courbes de l'écrasement d'une poutre en béton armé fibré 1% soumise à un chargement de 80% Fmax qui correspond à 44 KN.

On remarque que cette poutre se ressemble en termes de nombre de cycle et en termes de comportement à celle de la poutre en béton armé soumise à 80% Fmax de chargement. La seule différence été dans la dislocation vu que la dislocation pour cette poutre c'été 3.3 MPa inférieur à celle de poutre en béton armé soumise à 80% Fmax.

➤ **Chargement 100%:**

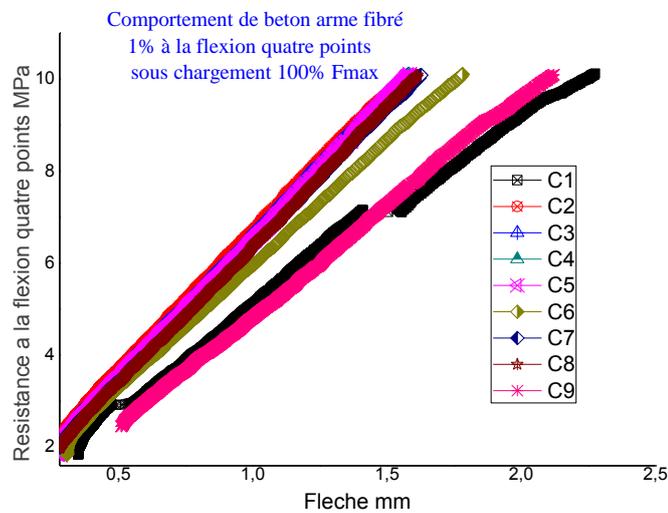


Figure 52 : comportement de BAF1% à la flexion quatre points sous chargement 100% Fmax.

Cette figure 55 représente les courbes de l'écrasement d'une poutre en béton armé fibré 1% soumise à un chargement de 100% qui correspond à 55 KN.

La pente des courbes se converge de plus en plus vers l'axe des Y, ce que explique que la résistance de la poutre se diminue avec l'augmentation de nombre de cycles d'écrasement. La courbe C1 à connu une dislocation à 6.8 MPa.

A une contrainte de 10.33 MPa on remarque que la déformation de cette poutre en béton armé fibré 1% à 100% Fmax de chargement (2.3 mm) est inférieur à celle de poutre en béton armé soumise à un chargement 100% Fmax (2.7 mm).

➤ **Chargement 100% et 120% :**

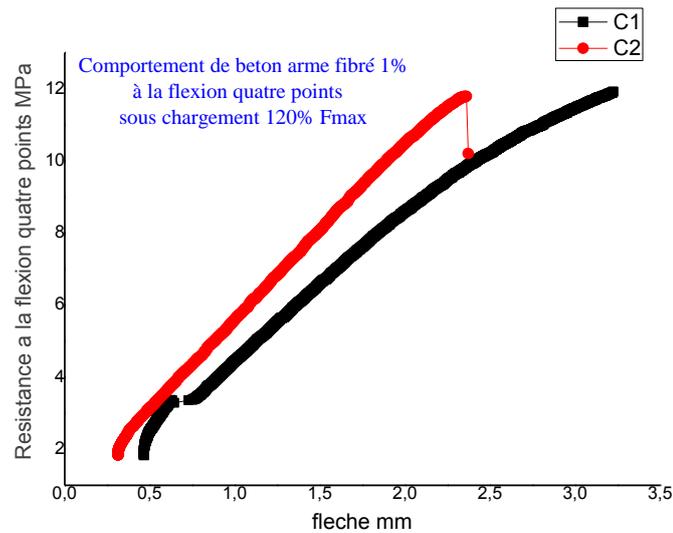


Figure 53: Comportement de béton armé 1% à la flexion quatre points sous chargement 120% Fmax.

Cette figure 55 représente les courbes de l'écrasement d'une poutre en béton armé fibré 1% soumise à un chargement de 120% qui correspond à 65 KN.

La courbe C2 se recule par rapport à la courbe C1 vers l'axe des Y, comme on remarque le points de discontinuité de la première courbe n'apparaissent plus dans la deuxième courbe, cela dû peut être au confinement.

➤ **Chargement 60% :**

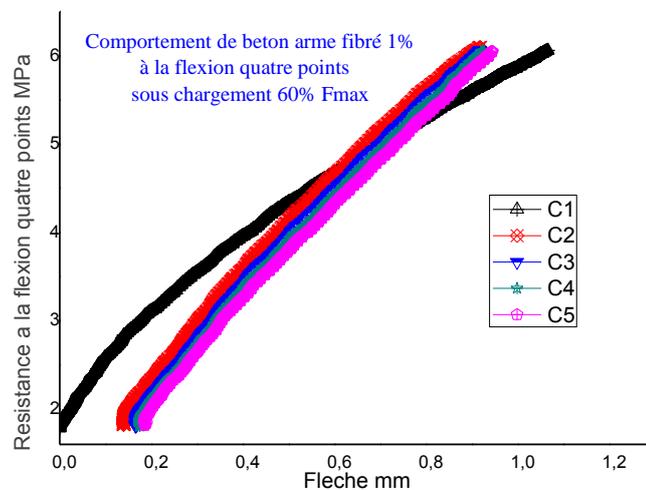
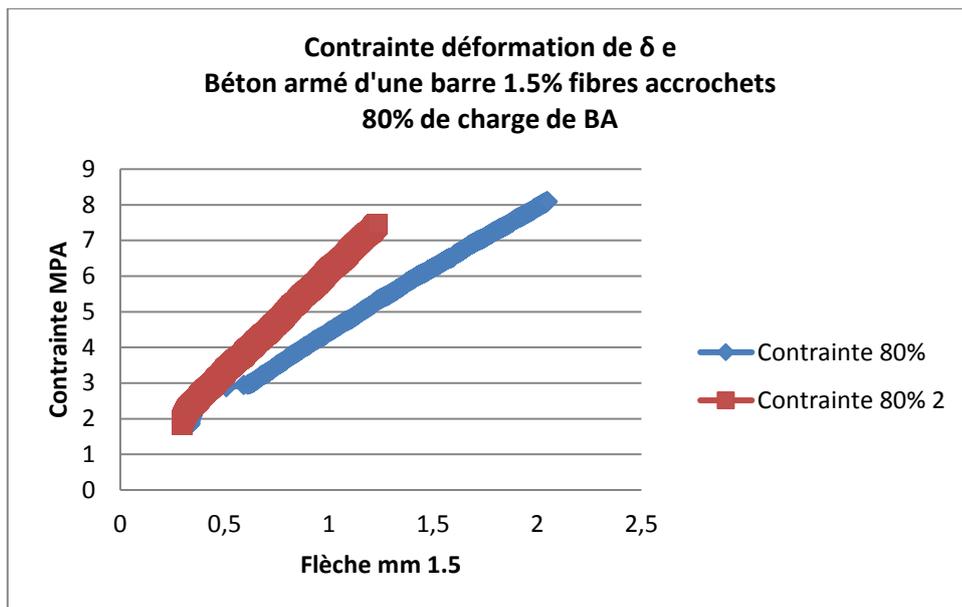


Figure 54: Comportement de béton armé 1% à la flexion quatre points sous chargement 60% Fmax.

Cette [figure 56](#) représente les courbes de l'écrasement d'une poutre en béton armé fibré 1% soumise à un chargement de 60% qui correspond à 33 KN.

Dans ce cas on remarque que la première courbe est continue en comparaison au autres pourcentage 80% et 100%. Comme en remarque que le nombre des cycles est réduit.

- **Béton fibré 1.5% (BAF 1.5 %) :**
 - **80 % de chargement :**



[Figure 55](#): Courbe contrainte déformation BAF 1.5% fibres

Cette [figure 57](#) représente les courbes de l'écrasement d'une poutre en béton armé fibré 1% soumise à un chargement de 80% qui correspond à 44 KN.

Le nombre de cycle pour cette poutre en BAF1.5% (2) est inférieur à celle de BAF1% (9) alors à cause de sursaturation de cette éprouvette par le taux élevé des fibres.

On remarque que la courbe de deuxième chargement est convergé vers l'axe des Y plus que la courbe de premier chargement appliqué sur la poutre ce qui donne une pente plus grande dans la première courbe.

➤ **100% et 120% de chargement :**

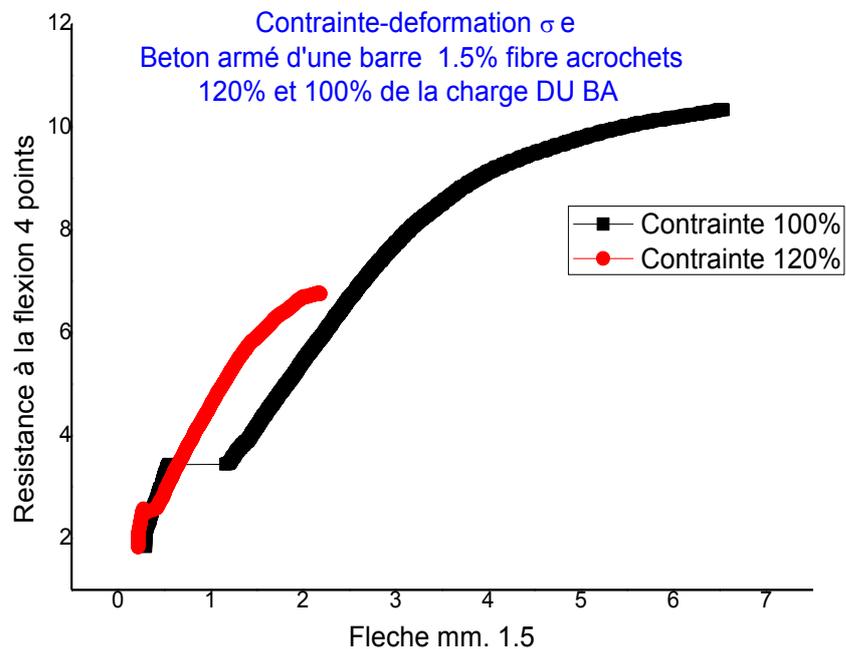


Figure 56: Comparaison entre deux éprouvettes de BAF 1.5% avec deux charges différentes 100% et 120% de la charge du BA.

Dans cette **figure 58** on compare entre les résultats de deux poutres avec deux charges différentes la première soumise à un chargement 100% qui correspond à 55KN et la deuxième poutre a un chargement 120% qui correspond a 65 KN

Dans le béton armé fibré 1.5% la possibilité de dépassé l'effort maximal $F_{max} = 55$ KN est réduite.

➤ **60% de chargement :**

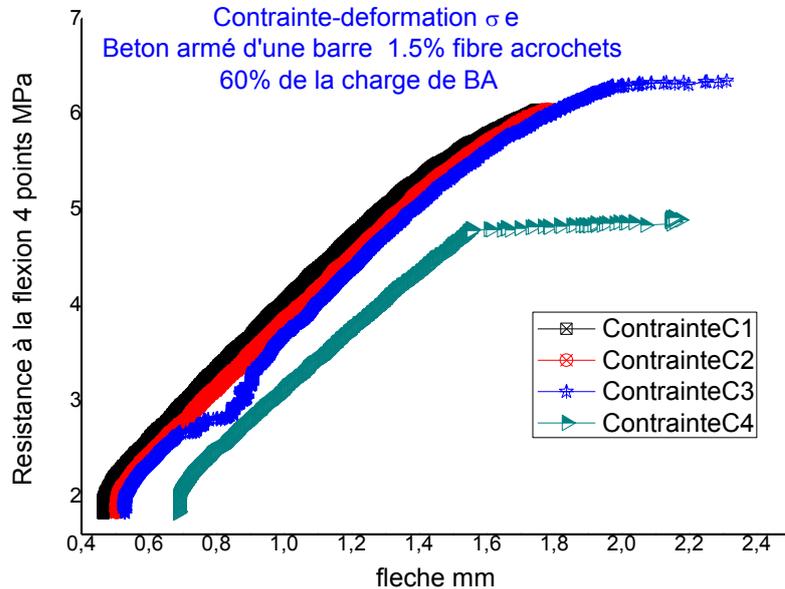


Figure 57: Courbes contrainte déformation BAF 1.5% fibres 60% de la charge de BA.

Cette figure 59 représente les courbes de l'écrasement d'une poutre en béton armé fibré 1.5% soumise à un chargement de 60% qui correspond à 33 KN.

La pente (0.9MPa à 2.1MPa) est la même dans toutes les courbes, puis les courbes C1, C2 et C3 dirigent dans la même trajectoire et en parallèle avec celle de la courbe C4. On remarque aussi une dislocation sur la courbe C3.

Conclusion générale :

Les différents chapitres de ce manuscrit illustrent les contributions des articles récents multiples apportées à la caractérisation des bétons fibrés soumis à des sollicitations flexion trois points et quatre points, cisaillement.

Dans le chapitre 1, nous avons résumé les méthodes d'obtention des lois de contrainte en flexion des BAF, BFUHP et l'amélioration de la résistance à la flexion d'un béton renforcé des fibres à base des agrégats recyclés, l'effet d'écoulement sur la distribution des fibres et l'influence de l'orientation des fibres sur le comportement de béton ultra haute performance présenté par des chercheurs les années précédentes. Dans le chapitre 2; nous avons étudié l'influence de niveau de chargement et le taux de renforcement sur la sur l'élasticité des poutres.

Les essais sur BAF 1% ont montré que ce type de renforcement de fibres 35mm à crochets avait une ductilité loin d'être négligeable sous sollicitation de flexion. Les essais sur poutres renforcés par 1.5% ont montré que ce type de renforcement n'était pas pertinent pour améliorer la ductilité à la fatigue.

Le phénomène de fissuration, nous avons remarqué que l'espacement et l'ouverture des fissures dans les poutres de béton armé sont plus grand que celles des BAF1% et BAF1.5%. La déformation des poutres de béton armé (2.7 mm) lorsqu'on applique un chargement maximal 100 % de F_{max} est plus grand que celle des poutres de BAF1% (2.3 mm), et celle de BAF1.5% (6.7mm). L'augmentation de nombre de cycles de chargement affaiblit la résistance de plus en plus. La pente élastique des courbes se converge vers un angle droit, ce qui est dû à la fatigue des poutres après chaque augmentation dans le nombre des cycles. Dans le béton armé fibré 1.5% la possibilité de dépasser l'effort maximal $F_{max} = 55$ KN est minime.

Enfin, une incertitude demeure toutefois sur la qualité de mise en œuvre et nombre des spécimens et l'effet d'échelle dans la détermination de la limite élastique.

Référence bibliographiques :

ASTM C1609/C1609M-12, . (2013). *Standard Test Methods for Flexural Performance of Fiber-Reinforced Concrete (Using Beam with Third-Point Loading)*. West Conshohocken, PA, USA: ASTM International.

(Y. Mohammadi, (. Y. ((2013). *Effect of fiber content on mechanical and fracture properties of ultra-high performance fiber reinforced cementitious composites*,. *Compos Struct.* 106) 742–753.

12390-3., B. E. ((2019)). “*Testing hardened concrete: Compressive strength of test specimens 19*”. British Standards Institution.

Anvari A, G. M. (2019). *Amélioration du comportement en flexion des poutres en béton de granulats recyclés de fibres d'acier avec une enveloppe en béton*. *Mag Concr Res* ;72:55-108.

ASTM C1609/C1609M-12, . (2013). *Standard Test Methods for Flexural Performance of Fiber-Reinforced Concrete (Using Beam with Third-Point Loading)*, . West Conshohocken, PA, USA,: ASTM International,.

ASTM C1609/C1609M-12, . (2013.). *Standard Test Methods for Flexural Performance of Fiber-Reinforced Concrete (Using Beam with Third-Point Loading)*,. West Conshohocken, PA, USA,: ASTM International, .

ASTM C293/C293M-16. ((2016). “*Standard test method for flexural strength of concrete (Using simple beam with centre-point loading)*”, . ASTM International.

Chinese National Institute of Standardization, . (2016). *Test Method for Fluidity of Cement Mortar*. Beijing.: GB 2419-2016.

D.Y. Yoo, N. B. ((2016)). *Predicting the flexural behavior of ultra-high performance fiber-reinforced concrete*,. *Cem. Concr. Compos.* 74. 71–87.

F. Keshavarzian, M. S. ((2021)). *Investigation on mechanical properties of steel fiber reinforced reactive powder concrete containing nano-SiO₂: an experimental and analytical study*, . *J. Build. Eng.* 44 , 102601.

H.H. Huang, X. G. ((2018)). *Improvement effect of steel fiber orientation control on mechanical performance of UHPC*,. *Construct. Build. Mater.* 188 709–721.

H.H. Huang, X. G. ((2019)). *Numerical simulation and visualization of motion and orientation of steel fibers in UHPC under controlling flow condition*, . *Construct. Build. Mater.* 199 624–636.

H.H. Huang, X. G. ((2018)). *Improvement effect of steel fiber orientation control on mechanical performance of UHPC*,. *Construct. Build. Mater.* 188 709–721.

H.H. Huang, X. G. ((2018)). *Improvement effect of steel fiber orientation control on mechanical performance of UHPC*. *Construct. Build. Mater.* 188 ,709–721.

Huang H.H., G. X. *Influence of fiber alignment and length on flexural properties of UHPC*, . Construct. Build. Mater. (revised).

JG/T 472-2015, . (2015.). *Steel Fiber Reinforced Concrete*. Beijing, China: Chinese Standard Press, .

JG/T 472-2015, . (2015.). *Steel Fiber Reinforced Concrete*, . Beijing, China, : Chinese Standard Press, .

M.L. Zhao, J. L. ((2017)). *Effects of flowability on SFRC fiber distribution and properties*, . Mag. Concr. Res. 69 (20) 1043–1054.

M.L. Zhao, J. L. ((2017)). *Effects of flowability on SFRC fiber distribution and properties*, . Mag. Concr. Res. 69 (20) 1043–1054.

M.L. Zhao, J. L. ((2017)). *Effects of flowability on SFRC fiber distribution and properties*, . Mag. Concr. Res. 69 (20) 1043–1054.

M.L. Zhao, J. L. ((2017)). *Effects of flowability on SFRC fiber distribution and properties*. Mag. Concr. Res. 69 (20) 1043–1054.

M.S. Meddah, M. B. ((2009)). *Properties of concrete reinforced with different kinds of industrial waste fibre materials*,. Construct. Build. Mater. 23 (10) 3196–3205.

S.T. Kang, J. K. ((2012). *Investigation on the flexural behavior of UHPCC considering the effect of fiber orientation distribution*,. Constr. Build. Mater. 28) 57– 65.

ST Kang, L. Y. ((2010)). *Tensile fracture properties of an Ultra High Performance Fiber Reinforced Concrete (UHPFRC) with steel fiber*,. Compos Struct. 92(1) 61-71 .

Y. Mohammadi, S. S. ((2008)). *Properties of steel fibrous concrete containing mixed fibres in fresh and hardened state*,. Constr. Build. Mater. 22 ,956–965.

Z.M. Wu, C. S. ((2019)). *Investigation of mechanical properties and shrinkage of ultra-high performance concrete: influence of steel fiber content and shape*,. Compos. B Eng. 174. 107021.