

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE
L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE
LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DE GENIE DE CONSTRUCTION DEPARTEMENT
DE GENIE CIVIL



Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme de MASTER en génie civil

Option : Structure

Thème

Effet de la Température sur le comportement mécanique
du béton renforcé par des fibres métalliques

Proposé et dirigé par :

Mr. ATLAOUI DJAMAL

Présenté par:

M^{lle} ABDI HANANE

Devant le jury :

Mme.TAOUCHE.Fatma

Mr. GHOUILEM.Kamel

Mr. ATLAOUI.Djamal

Promotion 2022/2023

REMERCIEMENTS

Je tiens à exprimer, en premier lieu, ma gratitude à toutes les personnes qui ont contribué chacun à sa manière dans la réalisation de ce mémoire de fin d'études à savoir :

mes enseignants, mes amis et ma famille. Que

Mr Atlaoui Djamel, mon promoteur trouve ici l'expression de ma profonde reconnaissance pour son encadrement, ses précieux conseils et sa disponibilité.

Elle m'a en plus apporté toute son aide en mettant à ma disposition tous les moyens nécessaires pour mener à bien ce travail.

Mes remerciements vont également au personnel du laboratoire de béton, du département de

Génie civil, Université Mouloud Mammeri de TIZI OUZOU, en particulier

Mr R. BOUHRAOUA, Mme F. BEN AHMED et le technicien du laboratoire de génie mécanique pour leurs aides et leurs encouragements dans la réalisation de la partie expérimentale de ce travail.

Je remercie enfin, les membres du jury pour avoir accepté d'examiner ce

travail.

Dédicaces

*DU PROFOND DU COEUR, JE DÉDIE CE MODESTE
TRAVAIL à MA TRÈS CHÈRE MÈRE ET MON CHÈRE
PAPA, MES FRÈRES ET MES SOEURS QUE DIEU
LEUR PROCURE BONNE SANTÉ ET LONGUE VIE.*

A TOUTE MA FAMILLE ET MES AMIS.A

MES CAMARADES. (TINA)

*ET à TOUS CE QUI ONT CONTRIBUÉ DE PRÉS
OU DE LOIN POUR LA RÉALISATION DE CE
TRAVAIL, JE VOUS REMERCIE.*

Liste des figures

Chapitre I : synthèse bibliographique

Figure I.1 Illustrations de dégradations d'ouvrages en béton à la suite d'une sollicitation thermique.....	4
Figure I.2 Pressions internes dans le béton en fonction de la teneur en eau libre et températures d'apparition des pics de pression [3]	5
Figure I.3 Illustration du caractère instable des granulats de silex comparés aux granulats calcaires [10]	7
Figure I.4 Déformations thermiques de bétons avec différents types de granulats (1 :Siliceux, 2 : Grès, 3 : Calcaire, 4 : Basalte, 5 : Argiles expansées, 6 : Pâte de ciment), [13]	9
Figure I.5 Résistances en compression à chaud de bétons à différentes températures [3].....	10
Figure I.6 Résistances résiduelles en traction en fonction de la température de chauffage[17]	13
Figure I.7 Evolution de la perte de masse des bétons C2 et CS2 en fonction de la température [3]	14

Chapitre II Etude la composition du béton avec la méthode dite « Dreux-Gorisse »

Figure II.1 Le sable utilisé.....	20
Figure II.2 Granulats utilisés	20
Figure II.3 Super-plastifiant.....	21
Figure II.4 Tamiseuse	21
Figure II.5 Courbes Granulométriques	24
Figure II.6 Abaque permettant d'évaluer approximativement le dosage en ciment à prévoir en fonction du rapport C/E et de l'ouvrabilité désirée (affaissement au cône	27

Chapitre III Caractérisation en traction directe des fibres en copeaux

Figure III.1 Vue des copeaux.....	32
Figure III.2 Système d'ancrage.....	32
Figure III.3 Vue du dispositif d'essai.....	33
Figure III 4. Contrainte- Déformation $\sigma=f(\epsilon)$ pour $L= 30\text{mm}$	34
Figure III5. Contrainte- Déformation $\sigma=f(\epsilon)$ pour $L= 50\text{mm}$	34
Figure III6 Contrainte- Déformation $\sigma=f(\epsilon)$ pour $L= 70\text{mm}$	35
Figure III 7. Contrainte- Déformation $\sigma=f(\epsilon)$ pour $L=80\text{mm}$	35
Figure III 8. Superposition des courbes $\sigma = f(\epsilon)$ pour les quatre	36

Chapitre IV. ESSAIS DE COMPRESSION

Figure IV.1 Malaxage de béton.....	40
Figure IV.2 éprouvettes cylindriques	41
FigureIV.3 avant vibration	41
Figure IV.4 après vibration	41
Figure IV.5 Malaxage du béton de fibres.....	42
Figure IV.6 Eprouvettes après coulage	42
Figure IV.7 : Démoulage de l'éprouve cylindrique	43
Figure IV.8 : Eprouvettes conservées dans l'eau.....	43
Figure IV.9 : Cycles de chauffage – refroidissement imposés aux éprouvettes	43
Figure IV.10 : Disposition des éprouvettes à l'intérieur du four	44
Figure IV.11 avant cycle de chauffage-Refroidissement	44
Figure IV.12 après cycle de chauffage-Refroidissement	44
Figure IV.13 La balance.....	44
Figure IV.14 écrasement de l'éprouvette	45

Figure IV.15 Pertes de masse de différente température	47
Figure IV.16 courbe moyenne béton témoin T=20	48
Figure IV.17 courbe moyenne béton témoin T=600	48
Figure IV.18 courbe moyenne béton témoin T=800	49
Figure IV.19 Superposition des courbes contraintes-déformations du béton témoin (BT).....	49
Figure IV.20 courbe moyenne béton de fibre T=20.....	50
Figure IV.21 courbe moyenne béton de fibre T=600.....	51
Figure IV.22 courbe moyenne béton de fibre T=800.....	51
Figure IV.23 la superposition des courbes contraintes-déformations du béton de fibre à différentes températures	52
Figure V.20 Résistance à la compression de différentes températures	52

Chapitre V Essais flexion 3-points

Figure V.1 Eprouvettes prismatiques	56
Figure V.2 éprouvettes prismatiques	57
Figure V.3 Eprouvettes après coulage.....	58
Figure V.4 Démoulage des éprouvettes.....	58
Figure V.5 la balance.....	58
Figure V.6 Dispositif de l'essai flexion 3 points.....	59
Figure V.7 Perte de masse du béton étudié	61
Figure V.8 courbe moyenne béton témoin T=20.....	61
Figure V.9 courbe moyenne de béton témoin T=600.....	62
Figure V.10 courbe moyenne de béton témoin T=800.....	62

Figure V.11 Superposition des courbes contraintes-déformation du béton témoin (BT)	63
Figure V.12 courbe moyenne béton de fibre T=20	63
Figure V.13 courbe moyenne béton de fibre T=600	64
Figure V.14 courbe moyenne béton de fibre T=800	64
Figure V.15 superposition des courbes contraintes-déformations du béton de fibre à différentes températures.....	65
Figure V.16 la résistance à la flexion de différentes températures	65

Liste des tableaux

Chapitre I : Synthèse bibliographique

Tableau I.1 Hypothèses sur l'évolution de la résistance en compression en fonction de la température [16]	12
Tableau I.2 Résistances en compression des bétons avec et sans fibres métalliques [3]	16
Tableau I.3 Résistances en traction par flexion des bétons avec et sans fibres métalliques [3].....	17

Chapitre II Etude la composition du béton avec la méthode dite « Dreux-Gorisse »

Tableau II.1 Composition chimique du ciment.....	19
Tableau II.2 Analyse granulométrique du sable (0/3) avec M = 1500g.....	23
Tableau II.3 : Analyse granulométrique du gravier (3/8.....	23
Tableau II.4 : Analyse granulométrique du gravier (8/15.....	24
Tableau II.5 Masses volumiques absolue et apparente des granulats	25
Tableau II.6 Valeurs approximatives du coefficient granulaire	26
Tableau II.7 les pourcentages des constituants	29
Tableau II.8 Composition finale pour 1m ³ de béton	30

Chapitre IV. ESSAIS DE COMPRESSION

Tableau IV.1 quantité pour éprouvettes cylindriques	39
Tableau IV.2 La masse volumique des fibres (copeaux.....	39
Tableau IV.3 Masse des différentes teneurs en fibres 1 m ³ de béton	40
Tableau IV.4 avant et après la rupture de l'éprouvettes béton témoin sous sollicitation de compression.....	46
Tableau IV.5 contrainte-déformation maximale à la rupture	53

Chapitre V Essais flexion 3-points

Tableau V.1 Compositions optimisées pour une éprouvette [10x10x40] cm ³	55
Tableau V.2 Masse des différentes les teneurs en fibres pour 1 m ³ de béton...	55
Tableau V.3 après la rupture des éprouvettes prismatique	60
Tableau V.4 contrainte-déformation maximale à la rupture.....	66

Sommaire

Remerciements

Dédicaces

Listes des figures

Liste des tableaux

INTRODUCTION GENERALE	1
-----------------------------	---

Chapitre I : Synthèse bibliographique

I. 1 INTRODUCTION	3
I. 2 DIFFERENTES FORMES D'ENDOMMAGEMENT THERMIQUE.....	3
I.2 .1.Paramètres et phénomènes favorisant l'instabilité thermique du béton.....	4
I.2.2 Déformations thermiques du béton	7
I.3 EVOLUTION DES PROPRIETES MECANIQUES	9
I.3.1 Résistance en compression	9
I.3.2 Résistance en traction	12
I.4 INFLUENCE DES FIBRES METALLIQUES SUR LE COMPORTEMENT DU BETON SOU MIS A UNE TEMPERATURE ELEVEE	13
I.4 .1 Perte de masse.....	14
I.4 .2 Résistance en compression	15
I.4.3 Résistance en traction par flexion	16
I.5 CONCLUSION.....	17

Chapitre II Etude la composition du béton avec la méthode dite « Dreux-Gorisse »

INTRODUCTION	19
II.1 Types d'éprouvettes utilisées	19
II.2 Le Ciment.....	19
II.3 Le sable	20
II.4 Les granulats	20
II.5 Les adjuvants.....	20
II.6 L'eau	21
II .7 Analyse granulométrique	21
II.7.1 Principe de l'essai	22
II.7.2 Equipements utilisés	22
II.7.3 Description de l'essai	22
II.8 Module de finesse	24
II.9 Masse volumique absolue et apparente.....	25
II.9.1 Composition de béton par la méthode de DREUX – GORISS.....	25

Chapitre III Caractérisation en traction directe des fibres en copeaux

III.1 Introduction	32
III.2 Etude expérimentale	32
III.3 Géométrie de la fibre et système d'ancrage	32
III.3.1 Appareillage et essais.....	33
III.4 Présentation des résultats	33

III.5 Conclusion	37
Référence	37

Chapitre IV. ESSAIS DE COMPRESSION

Introduction	39
IV.1. But de l'essai	39
IV.2. Composition des éprouvettes	39
IV.3 Confection des éprouvettes	40
IV.4 éprouvettes cylindriques.....	40
IV.5 Réalisation du béton de fibres métallique	41
IV.6 Conservation des éprouvettes	42
IV.7 Essais thermiques	43
IV.8. Principe de l'essai	45
IV.9. Essais de compression	45
IV.10. Résistance à la compression du béton	46
IV.11 Résultats et discussions	47
IV.11.1 Perte de masse	47
IV.11.2 Résistance à la compression.....	52
Conclusion.....	53

Chapitre V Essais flexion 3-points

Introduction	55
V.1 Géométrie et composition des éprouvettes	55
V.2 Composition des éprouvettes	55
V.3 préparation des éprouvettes	56
V.4 Confection du béton	56
V.5 Conservation des éprouvettes	57
V.6 Essais thermiques	59
V.7 Principe de l'essai	59
V.8 Résultats et discussions	60
V.8.1 Perte de masse.....	60
V.8.2 la résistance à la flexion 3-point	65
Discussions.....	66
CONCLUSION	66
CONCLUSION GÉNÉRALE.....	68
PERSPECTIVES.....	69

Introduction générale

Introduction générale

La production journalière mondiale du béton est en moyenne de 16 393 442 m³. Ce matériau est utilisé dans la construction des immeubles d'habitation, des tunnels, des bâtiments d'activité industrielle et de commerce, des ouvrages d'art, etc. Le béton est adapté pour rester robuste et durable pendant une longue période. Cependant, lors des situations extrêmes, comme l'incendie, le béton peut présenter des endommagements plus ou moins sévères.

Les incendies d'ouvrages en béton ont mis en avant l'impact des températures élevées sur l'endommagement du béton. Les différents exemples d'incendie de tunnels, et de bâtiments montrent d'importantes dégradations caractérisées par un détachement de morceaux de béton ou par un effondrement de la structure.

Les constructions doivent respecter plusieurs critères de sécurité vis-à-vis de la protection des personnes, de l'ouvrage, ainsi que de l'environnement lors d'un incendie. Compte tenu de la formulation du béton, les phénomènes qui y ont lieu lors des incendies sont complexes. Un calcul précis de la résistance au feu est nécessaire lors de la conception des ouvrages.

D'après de nombreux auteurs, l'instabilité thermique des bétons est due à un effet couplé des processus thermo-hydrrique et thermomécanique. Toutefois, les mécanismes exacts régissant le comportement du béton soumis à des feux à développement rapide ne sont pas encore bien connus. Cela résulte principalement de leur complexité et du grand nombre de paramètres intervenant.

L'objectif de ce travail est d'étudier et mieux comprendre le comportement à haute température des bétons fibrés. Cette étude présente l'effet de l'évolution de la température sur le comportement des bétons étudiés qui sont préparés en ajoutant les fibres métalliques (BFM) « déchets d'usinage des pièces en acier ». Les échantillons sont soumis aux différents cycles chauffage- refroidissement avec les températures suivantes : 600°C et 800°C.

Ce travail est composé de cinq chapitres.

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

Le deuxième chapitre est consacré à l'étude de la composition du béton, dans laquelle on décrit la méthode dite « Dreux-Gorisse », utilisée pour le calcul des masses des composants du béton.

Le troisième chapitre consiste en la caractérisation expérimentale du comportement mécanique des fibres utilisées, sous sollicitations statiques (Traction uni axiale), à fin de déterminer la résistance à la traction des fibres utilisées, qui permettra d'améliorer les performances mécaniques en particulier la résistance.

Le quatrième chapitre est consacré l'étude du comportement en compression du béton renforcées par des fibres métalliques (FM), sur des éprouvettes cylindriques de dimensions [16x32] cm². Ces éprouvettes sont soumises aux différents cycles chauffage- refroidissement avec les températures suivantes : 600°C et 800°C.

Le cinquième chapitre est consacré l'étude du comportement en flexion du béton renforcées par des fibres métalliques (FM), sur des éprouvettes prismatiques de dimensions [10x20x120] cm³ ont été réalisées au laboratoire de Génie-Civil. Ces éprouvettes sont soumises aux différents cycles chauffage- refroidissement avec les températures suivantes : 600°C et 800°C.

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

Chapitre I

Synthèse bibliographique

I. 1 INTRODUCTION

Cette partie est consacrée à une recherche sur les travaux antérieurs déjà réalisés sur le comportement du béton porté à une température élevée. Cette analyse portera d'une part, sur les mécanismes de l'instabilité thermique du béton avec les paramètres pouvant influencer cette dernière ; d'autre part, sur les différentes transformations physiques et chimiques, les performances mécaniques, les phénomènes de transfert de chaleur et de masse du béton lorsqu'il est soumis à un traitement thermique. Le béton est composé de liant, de granulats, de l'eau et éventuellement d'adjuvant.

Lors du chauffage, les différents constituants du béton subissent diverses transformations ayant un impact sur les propriétés du béton. Les phénomènes observés sont le retrait de dessiccation, la dilatation thermique, le fluage et des transformations minéralogiques. Dans cette étude, nous présenterons en première partie les différentes formes d'endommagement thermique avec les mécanismes et paramètres pouvant être à l'origine de ce phénomène. Ensuite, en dernière partie, l'étude portera sur les modifications de la matrice cimentaire et des granulats ainsi que l'évolution des propriétés mécaniques du béton.

I. 2 DIFFERENTES FORMES D'ENDOMMAGEMENT THERMIQUE

Les incendies d'ouvrages en béton ont mis en avant l'impact des températures élevées sur l'endommagement du béton. Les effets de la température élevée sur les propriétés du béton ont été rapportés dès les années 1940. Les différents exemples d'incendie de bâtiments (Tour Windsor, Madrid, 2005) et de tunnels (Tunnel Sous la Manche, 1996-2008 ; Tunnel Mont Blanc, 1999 ; Tunnel Gothard, 2001; Howard Street Tunnel, 2001; Tunnel Fréjus, 2005) montrent d'importantes dégradations caractérisées par un détachement de matière, une perte de résistance mécanique voire la mise hors service de l'ouvrage. La figure I.1 illustre quelques dégradations d'ouvrages en béton à la suite d'incendie.



Tunnel Sous la Manche en phase de réparation à la suite de l'incendie de Septembre 2008, [1].

Tour Windsor (Madrid) 2005, Partie de la structure en béton, [2].

Figure I.1 Illustrations de dégradations d'ouvrages en béton à la suite d'une sollicitation thermique

I.2 .1. Paramètres et phénomènes favorisant l'instabilité thermique du béton

Plusieurs paramètres et phénomènes peuvent influencer l'éclatement du béton porté à haute température.

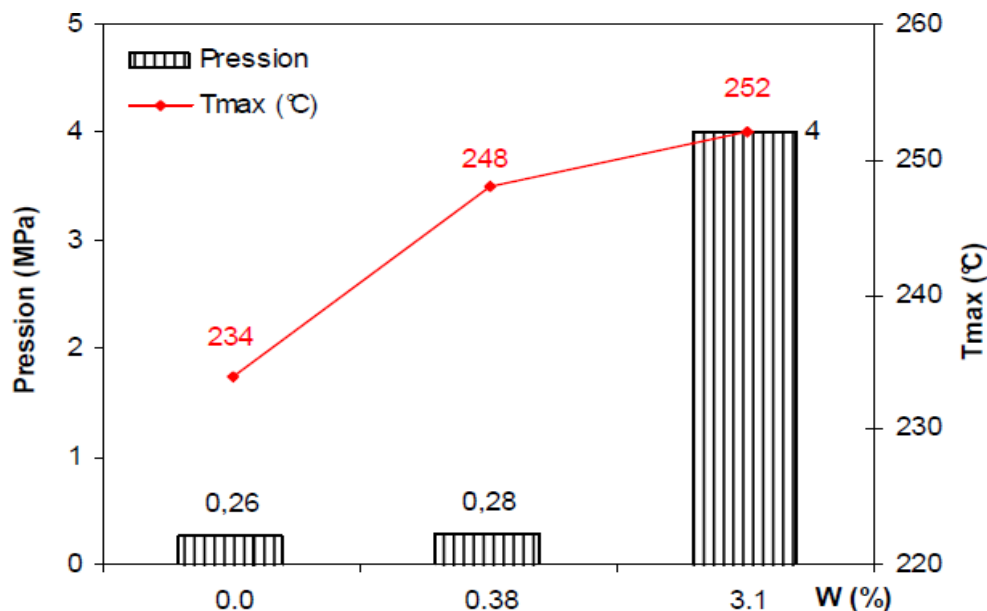
❖ La présence d'eau dans le béton

L'eau dans le béton joue un rôle important dans l'instabilité thermique. Elle est à l'origine de la formation de pressions internes qui sont considérées comme une des sources du phénomène d'éclatement.

Les travaux menés par Hager [3] sur la détermination de la pression de vapeur dans un BHP séché à 105°C ($w = 0\%$), partiellement séché à 80°C ($w = 0.38\%$) et non séché ($w = 3.1\%$) montrent une variation de la pression de vapeur en fonction de la teneur en eau libre (w) dans le matériau. Le béton séché présente une faible pression de vapeur (0.26 MPa) tandis que pour le béton non séché une forte pression est obtenue (4MPa).

Les auteurs suivants [4], [5], [6] considèrent qu'une teneur en eau massique inférieure à 3- 4% limiterait le risque d'éclatement.

Toutefois des instabilités thermiques ont été observées sur des éprouvettes de bétons avec une teneur en eau libre bien inférieure à 3% [7], Il a été observé que l'éclatement n'apparaît pas si le matériau est sec, même en présence d'un fort gradient thermique (Harmathy[4] et al. repris



par Hertz [5]).

Figure I.2 Pressions internes dans le béton en fonction de la teneur en eau libre et températures d'apparition des pics de pression [3]

❖ Les propriétés physico-mécaniques du matériau

Le béton caractérisé par un faible rapport eau/liant est plus sensible à l'instabilité thermique que le béton dont le rapport est élevé. La structure dense, la faible porosité et la faible perméabilité caractérisant les bétons à hautes performances, rendent difficile le transfert des fluides ce qui pourra entraîner une augmentation de pressions internes lors de la montée en température.

❖ La vitesse de chauffage

C'est un facteur qui influe beaucoup sur la stabilité thermique du béton. Plus la vitesse de chauffage est importante, plus le risque d'éclatement est élevé. Les essais de caractérisation effectués par [8] sur des éprouvettes de béton soumises à des cycles de chauffage-refroidissement à la vitesse de $1^{\circ}\text{C.mn}^{-1}$ conduisent à des éclatements d'éprouvettes tandis que celles soumises à la vitesse de chauffage de $0.1^{\circ}\text{C.mn}^{-1}$ n'éclatent pas. La faible vitesse de montée en température limite la formation de la zone saturée et réduit le gradient de température. L'échauffement rapide de la surface du béton engendre de forts gradients thermiques (contraintes thermiques). Le gradient thermique engendre des contraintes de compression et de traction pouvant entraîner l'écaillage du béton.

❖ La nature des granulats

Selon leur nature chimique et minéralogique, le comportement des granulats diffère lorsqu'ils sont soumis à une montée en température. Le coefficient de dilatation des granulats siliceux est plus élevé que celui des granulats calcaires ce qui permet aux granulats calcaires d'avoir une meilleure stabilité thermique [9-10]. Les essais de chauffage jusqu'à 200°C de granulats silico-calcaires réalisés par Mindéguia [10] montrent un clivage violent des granulats de silex pour une gamme de température de 110°C à 165°C . La figure I.3 illustre l'instabilité thermique des granulats de silex comparée aux granulats calcaires à la suite d'un cycle thermique à 200°C .

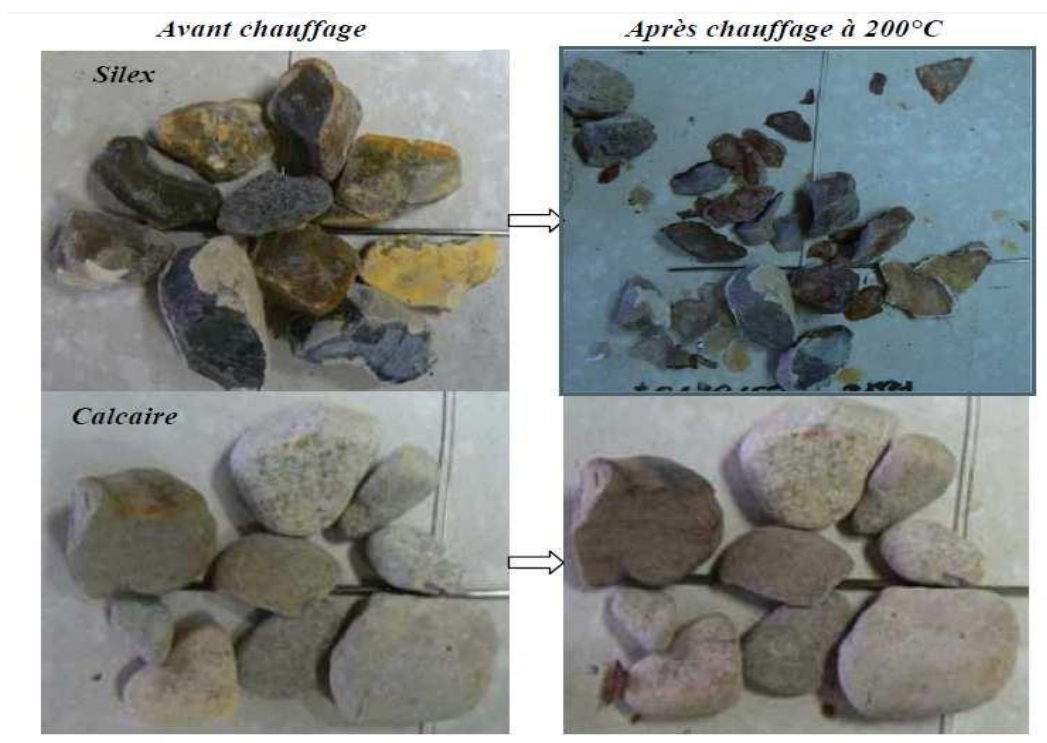


Figure I.3 Illustration du caractère instable des granulats de silex comparés aux granulats calcaires [10]

I.2.2 Déformations thermiques du béton

Avant l'étude de la déformation thermique du béton, nous distinguons dans un premier temps la déformation thermique de la pâte de ciment durcie de celle des granulats. Les travaux de recherche sur la déformation thermique de la pâte de ciment montrent que celle-ci se décompose en deux phases : la phase d'expansion et la phase de retrait. Les travaux expérimentaux des auteurs comme Hager [3] ont montré que la pâte de ciment se dilate dans la plage de température allant jusqu'à 150°C. La vitesse de chauffage influence le changement de signe de la déformation thermique, [1956]. Pour une vitesse de chauffage inférieure à 10°C.mn-1, la température de changement de signe est autour de 150°C et 200°C. A une vitesse de 35°C.mn-1, la température avoisine 300°C ([11] rapporté par [3]). Les vitesses de 0.5° C.mn-1 et 1° C.mn-1 utilisées par Hager [3] conduisent respectivement à des températures de changement de 225°C et 300°C. Cette phase de dilatation initiale de la pâte de ciment est attribuée aux mouvements cinétiques moléculaires qui s'ajoutent à la pression développée par une diminution de la tension superficielle de l'eau lorsque la température augmente [12]. Le coefficient de dilatation thermique est très influencé par l'humidité relative de la pâte de ciment.

Au-delà de cette plage de température de 150°C, la pâte de ciment subit un retrait très important lié au départ de l'eau contenue dans le matériau. La pâte de ciment à hautes performances se dilate plus que la pâte ordinaire et elle se rétracte moins.

Les granulats ont un comportement différent de celui de la pâte de ciment. L'expansion thermique des granulats dépend de la nature minéralogique des roches notamment de leur teneur en silice. Le coefficient de dilatation thermique des granulats est fonction aussi de leur teneur en eau et de la cristallinité des minéraux [12]. Les granulats calcaires ont des déformations thermiques plus faibles que les granulats de nature siliceuse.

Le coefficient thermique moyen des roches calcaires est de l'ordre de $5.5 - 11.8 \times 10^{-6} \text{C}^{-1}$ et celui des roches à forte teneur en silice est $9 - 10 \times 10^{-6} \text{C}^{-1}$ pour des températures comprises entre 20°C et 100°C.

Le béton étant constitué majoritairement de granulats, sa déformation thermique dépend surtout de la nature des granulats. La figure I.3.4 illustre les travaux de Pigeon [13] sur une étude comparée de déformation thermique de la pâte de ciment à celle du béton contenant des granulats d'origines diverses. La déformation du béton est fortement liée à la nature des granulats qui constituent son squelette. La dilatation du béton est caractérisée par une expansion volumique non linéairement dépendante de la température. Pour une température supérieure 150°C, la pâte de ciment s'oppose à cette dilatation et se rétracte. Au-delà de 600°C, une faible ou un arrêt de dilatation et un léger retrait s'observent dans le comportement du béton, toujours selon la nature minéralogique des granulats.

L'évolution opposée des granulats et de la pâte de ciment génère à l'interface pâte- granulats des incompatibilités de déformations qui engendrent des contraintes de traction au sein de la pâte de ciment et des contraintes de compression au niveau des granulats.

Le comportement opposé granulats - pâte de ciment pourrait donc engendrer des microfissurations dans le matériau.

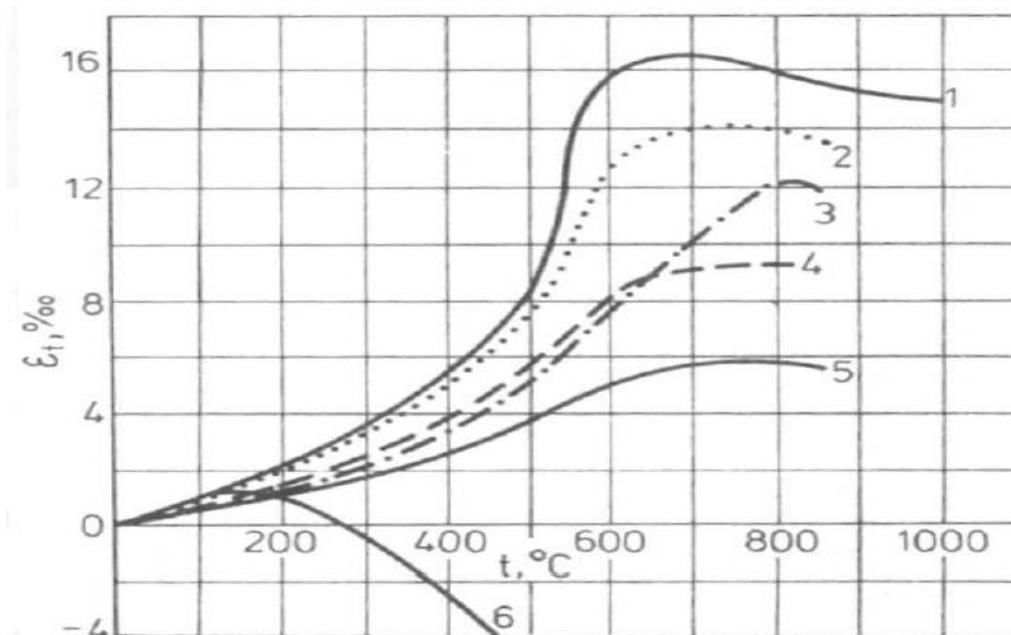


Figure I.4 Déformations thermiques de bétons avec différents types de granulats (1 : Siliceux, 2 : Grès, 3 : Calcaire, 4 : Basalte, 5 : Argiles expansées, 6 : Pâte de ciment), [13]

I.3 EVOLUTION DES PROPRIETES MECANIQUES

Lors de la montée en température, le béton subit des transformations physicochimiques. La modification de la microstructure du béton influence donc ses propriétés mécaniques.

Dans cette partie, l'étude portera sur l'évolution des propriétés mécaniques à chaud ou après refroidissement (propriétés résiduelles) en fonction de la température. Les caractéristiques mécaniques considérées sont la résistance en compression, la résistance en traction et le module d'élasticité.

I.3.1 Résistance en compression

La résistance en compression est une des propriétés les plus importantes pour caractériser un béton. Elle baisse globalement avec l'élévation de la température.

Hager [3] a réalisé des essais de compression à chaud sur des bétons de différentes formulations (rapports E/C de 0.3, 0.4 et 0.5). L'analyse de la courbe d'évolution (Figure I.5) de la résistance à chaud en fonction de la température lui permet de regrouper cette évolution en trois phases. La première phase, allant de la température ambiante à 100°C, est caractérisée par une

diminution de la compression relative de 20 à 30%. La seconde phase, entre 100°C et 250°C, est marquée par une augmentation de résistance par rapport à la température 100°C.

Les BHP ne présentent cette augmentation qu'à 400°C. Cette augmentation dite retardée comme l'ont aussi remarquée Castillo [20], Pimenta [21], Kanéma [17], peut s'expliquer par la faible perméabilité de ces bétons compacts. Le départ de l'eau est donc ralenti. La dernière phase, au-delà de la température 400°C pour le BHP et 250°C pour les autres bétons, souligne une diminution de résistance de façon monotone.

Les premières fissures liées à la déformation différentielle entre les granulats et la pâte sont observées.

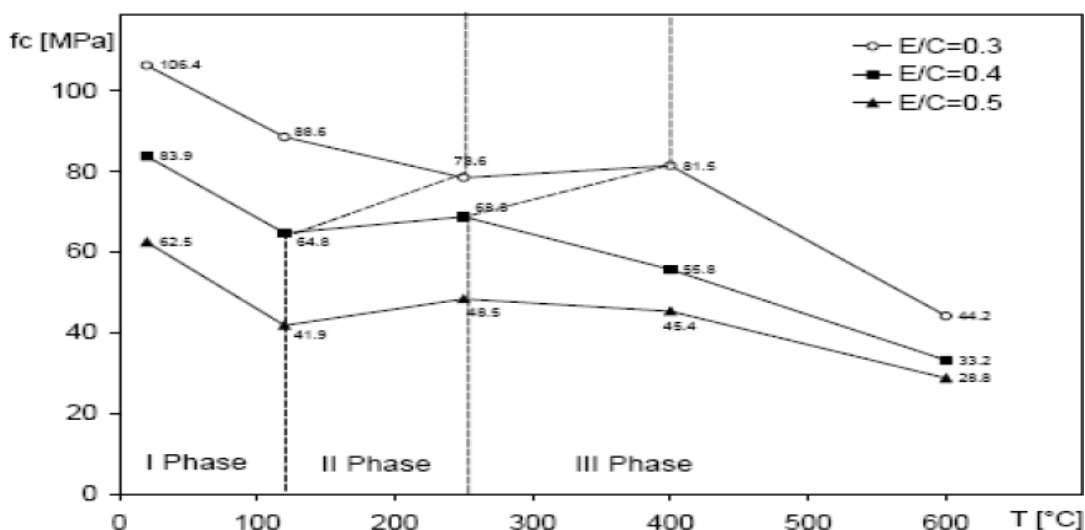


Figure I.5 Résistances en compression à chaud de bétons à différentes températures [3]

Les essais de compression résiduelle montrent aussi un comportement similaire du béton. D'autres auteurs comme Diederichs [14], Phan [15], 2004], regroupent l'évolution de la résistance en compression en fonction de la température en deux domaines. Le premier domaine, de la température ambiante à 250°C- 400°C. Il est caractérisé par une légère baisse, un maintien ou une augmentation de résistance. Le second domaine, de la limite intermédiaire à la température 600°C, marque la baisse continue de la résistance en compression. Les essais, tant à chaud ou après refroidissement, montrent une baisse de la résistance en compression entre les températures 100°C et 200°C.. La rupture à la compression étant liée au dépassement des contraintes de cisaillement, l'affaiblissement des liaisons entre les hydrates peut provoquer l'apparition de micro-défauts facilitant le glissement. Entre les températures 250°C et 350°C (voire 400°C), un gain de résistance en compression s'observe. Le départ de

l'eau du matériau peut entraîner une re-augmentation des forces de liaison entre les hydrates avec un accroissement des énergies de surface [16]. Ces différents phénomènes peuvent entraîner une augmentation de la résistance en compression. Au-delà de la température 350°C (400°C), la résistance baisse de façon monotone. Après cette température, le comportement du béton est lié à la des hydroxylation de la portlandite, la dilatation thermique différentielle entre la pâte de ciment (se rétracte) et les granulats (se dilatent).

Nous regroupons dans le tableau I.1 les différentes hypothèses émises sur les phénomènes observés lors de l'étude de la résistance en compression du béton en fonction de la température.

Température	Effet sur la résistance En compression	Hypothèses concernant l'explication du phénomène
20°C - 200°C	Diminution	<ul style="list-style-type: none"> - dilatation thermique de l'eau, - Réduction des forces de liaison entre les couches de C-S-H, - Réduction de l'énergie de surface entre surfaces, - Développement éventuel de groupes silanols (Si-OH HO-Si), - Pressions de vapeur d'eau créant des contraintes internes non négligeables exercées sur le squelette.
200°C - 350°C (400°C)	Augmentation	<ul style="list-style-type: none"> - départ de l'eau, - Hydratation supplémentaire de la matrice cimentaire, - Accroissement des forces de liaison entre les gels C-S-H, - accroissement de l'énergie de surface
> 350°C	Diminution	<ul style="list-style-type: none"> - Déshydratation du gel C-S-H, - deshydroxylation de la portlandite,

(400°C)		<ul style="list-style-type: none"> - décomposition du carbonate de calcium, - clivage des granulats, - endommagement par fissuration causée par la dilataion différentielle thermique entre les granulats et la pâte.
----------	--	--

Tableau I.1 Hypothèses sur l'évolution de la résistance en compression en fonction de la température [16]

I.3.2 Résistance en traction

Dans la littérature, il existe peu de résultats relatifs à l'évolution de la résistance en traction en fonction de la température. La détermination de cette propriété est primordiale du fait que l'instabilité thermique du matériau béton est liée au dépassement de sa résistance en traction.

La plupart des observations sur la résistance en traction porte sur des essais après refroidissement. Kanéma [17] a réalisé des essais de traction par fendage sur cinq formulations de bétons B325 - B350 – B400 – B450 – B500. Les paramètres ayant fait l'objet de cette étude sont l'influence du rapport E/C, la vitesse de chauffage, la durée du palier de température ainsi que l'âge du béton. Les éprouvettes cylindriques de section $(16 \times 32) \text{cm}^2$ ont été soumises à différents cycles de chauffage-refroidissement. La figure I.6 illustre l'évolution de la résistance résiduelle en traction en fonction du cycle de chauffage-refroidissement pour une vitesse de montée en température de $1^\circ\text{C}.\text{mn}^{-1}$ avec un palier de température d'une durée d'une heure. L'intensité de la résistance résiduelle en traction baisse pour toutes les compositions de bétons et elle dépend du rapport E/C. Les bétons à faible rapport E/C (B450 – B500) présentent une baisse plus significative de leur résistance que les bétons à E/C élevé (B325 – B350) dès la température 150°C . Les travaux de Min Li [18] montrent également la baisse plus rapide de la résistance résiduelle en traction par fendage des pâtes à hautes performances que celle des pâtes ordinaires dans la plage de température comprise entre 200°C et 400°C .

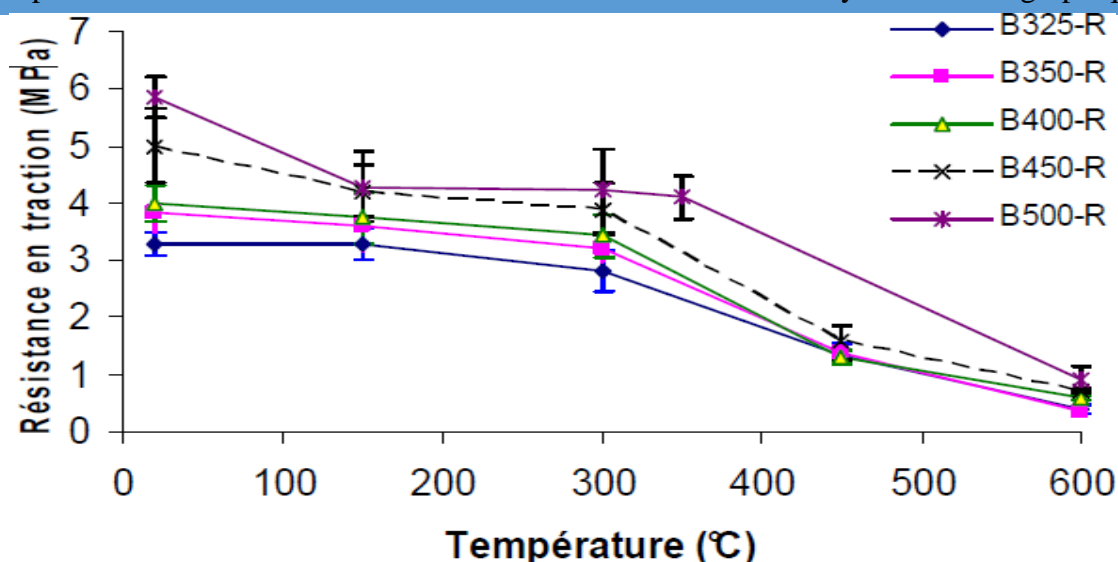


Figure I.6 Résistances résiduelles en traction en fonction de la température de chauffage[17]

L'étude de l'influence de la vitesse de chauffage sur l'évolution de la résistance résiduelle en traction des bétons B325 et B500 pour une même durée de palier, montre une résistance plus faible des bétons B325 ($E/C = 0.62$) à la suite du traitement thermique à la vitesse de $0.1^{\circ}\text{C}.\text{mn}^{-1}$ par rapport à la vitesse de $1^{\circ}\text{C}.\text{mn}^{-1}$. Quant aux bétons B500 ($E/C = 0.29$), le changement de vitesse influe peu sur les résultats de la résistance en traction [17]. Cela semble être lié à la quantité d'eau présente dans le béton. Cette diminution de résistance résiduelle en traction est aussi montrée par Harada[19]. Par contre, certains auteurs comme Hager [3] observent une augmentation de la résistance en traction à chaud par rapport à celle déterminée avant chauffage. Les travaux de Hager [3] portent sur des essais de traction directe à chaud sur un BHP (100 MPa) pour différents cycles de chauffage de 120°C , 250°C et 400°C . L'auteur observe une augmentation de la résistance en traction à chaud (6.2 MPa à 400°C) par rapport à celle obtenue à la température ambiante (3.8 MPa).

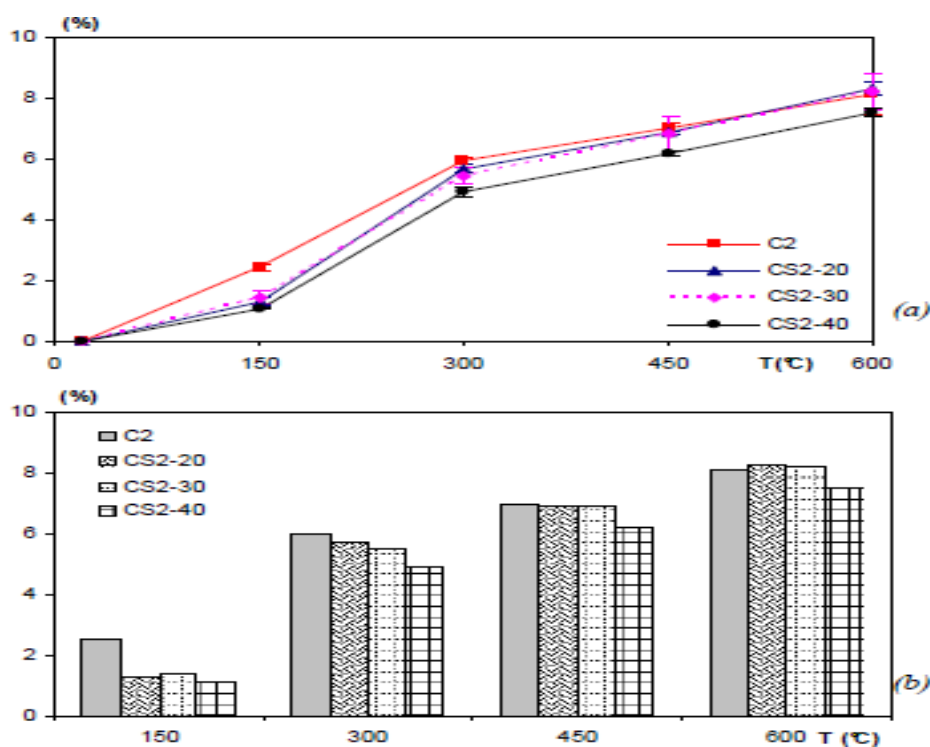
I.4 INFLUENCE DES FIBRES METALLIQUES SUR LE COMPORTEMENT DU BETON SOUMIS A UNE TEMPERATURE ELEVEE

L'étude de l'influence des fibres métalliques sur le comportement du béton porté à une haute température montre pour certains auteurs une instabilité thermique à une température peu élevée (inférieure à 200°C) ou une instabilité retardée (à partir de 800°C). Plusieurs paramètres peuvent être à l'origine des différences observées : le mode de cure des éprouvettes (éprouvettes sèches ou saturées), la vitesse de chauffage, la teneur en fibres qui semble être un facteur prépondérant. Plus la teneur en fibres métalliques est élevée, plus il y aura un risque de

répartition hétérogène des fibres voire la floculation des fibres. La forte quantité de fibres peut aussi générer un gradient thermique supplémentaire qui engendrerait le phénomène d'instabilité thermique. Les résultats des travaux de [8] montrent que l'ajout de 0.25% et 0.5% de fibres métalliques ne permet pas d'améliorer de façon significative les propriétés mécaniques résiduelles du béton chauffé jusqu'à 400°C. L'influence positive des fibres métalliques est observée. Cette amélioration peut être retardée et disparaître à partir d'un seuil de température. Les résultats notamment sur l'amplitude du gain apporté par les fibres métalliques varient suivant les auteurs. Une convergence des résultats de l'influence des fibres métalliques sur le comportement résiduel du béton n'apparaît pas encore à travers la littérature.

I.4.1 Perte de masse

La présence de fibres métalliques dans le béton ne modifie pas l'allure de la courbe de la perte de masse du matériau. Comme pour les bétons sans fibres et les bétons de fibres, on distingue sur la courbe trois domaines différents : une faible perte de masse entre 20°C et 150°C et entre



300°C et 600°C, une perte de masse importante entre 150°C et 300°C.

Figure I.7 Evolution de la perte de masse des bétons C2 et CS2 en fonction de la température

[3]

Avec l'ajout de fibres métalliques, la perte de masse diminue par rapport à celle du béton sans fibres. On observe une diminution plus importante après le chauffage à 150°C ; la perte de masse des bétons C2 et CS2-20 est respectivement 2.5% et 1.3%. Cette variation peut être due à la précision de la température de chauffage du four (au palier de 150°C).

Au-delà de la température 150°C, on remarque toujours une diminution de perte de masse des bétons de fibres métalliques mais moins importante. Après le chauffage à 600°C, les pertes de masse des bétons C2, CS2-20, C3 et CS3-20 sont respectivement 8.1%, 8.3%, 7.2% et 6.9%. Cette variation de perte de masse semble être liée à la quantité de fibres. La composition des bétons de fibres métalliques est obtenue par substitution volumique d'une partie des granulats. Les granulats sont humides au moment de la fabrication du béton. Le remplacement d'une partie des granulats par les fibres métalliques donc diminué la quantité d'eau libre ou adsorbée. La quantité d'eau pouvant être absorbée par les granulats substitués varie de 0.1 à 0.2% pour le béton C2 et de 0.2 à 0.4% pour le béton C3. La baisse de perte masse au-delà du chauffage à 150°C se retrouve dans cet ordre de grandeur.

La perte de masse des bétons CS3 est inférieure à celle des bétons CS2. A la température 600°C, la perte de masse du béton CS3-30 est de 6.8% et celle du béton CS2-30 est de 8.2%.

I.4 .2 Résistance en compression

Le tableau I.2 résume les valeurs des résistances résiduelles et relatives en compression des différents bétons de fibres métalliques CS2 et CS3. Chaque valeur est la moyenne réalisée sur trois éprouvettes. Les figures 5.6 et 5.7 montrent l'évolution de la résistance en compression en fonction de la température de chauffage des bétons CS2 et CS3. La résistance en compression des bétons de fibres métalliques baisse avec l'augmentation de la température de la même manière que pour les bétons sans fibres et avec les fibres de polypropylène : peu de perte, voire un gain de résistance avant 300°C, puis une chute rapide de résistance.

Les bétons de fibres métalliques présentent de meilleures résistances résiduelles en compression à la température ambiante que le béton sans fibres. Ce gain de résistance est plus remarquable avec les bétons CS3. On note une influence de la variation de la proportion de fibres. Cette amélioration de la résistance en compression des bétons de fibres métalliques est observée pour tous les cycles de chauffage-refroidissement. Les résistances des bétons C2 et C3 restent toujours inférieures à celles des bétons CS2 et CS3 (tableau II.3) Après chauffage à 450°C, contrairement aux bétons sans fibres ou avec les fibres de polypropylène, les bétons de fibres métalliques conservent plus de 50% de leur résistance initiale. La résistance résiduelle relative

moyenne des bétons CS2 est de 65% et celle des bétons CS3 est de 57% (C2 : 44% et C3 : 38%). Le gain de résistance résiduelle en compression est quasiment du même ordre de grandeur pour les deux familles de bétons de rapports E/C différents. Le gain de résistance relative est de 21% pour le bétonCS2 et 18% pour le béton CS3 après chauffage à 450°C.

Après chauffage à 600°C, la résistance relative des bétons CS2-20 et CS3-20 est respectivement de 16% et 19%. Avec un dosage minimum de 20 kg/m³de fibres métalliques, la résistance résiduelle s'améliore (C2 : 12% et C3 : 13%). La résistance résiduelle augmente avec le dosage en fibres. La résistance résiduelle relative des bétonsCS2-40 à la même température est de 25%.

Tableau I.2 Résistances en compression des bétons avec et sans fibres métalliques [3]

Bétons	Unités	Températures (°C)				
		20	150	300	450	600
C2	MPa	46.0	36.9	40.1	20.3	5.3
	MPa	57.9	51.2	56.0	36.3	9.0
CS2-20	Ecart type	2.0	1.8	3.9	2.8	0.5
	(%)	100	89	97	63	16
CS2-30	MPa	57.7	46.8	54.8	37.5	10.2
	Ecart type	3.3	1.5	0.9	0.4	0.1
	(%)	100	81	95	65	18
CS2-40	MPa	55.9	44.8	52.1	37.7	13.9
	Ecart type	0.4	1.8	1.4	0.8	0.3
	(%)	100	80	93	67	25
C3	MPa	70.2	62.6	59.6	26.9	9.3
	MPa	69.7	69.9	71.3	43.5	13.4
CS3-20	Ecart type	4.9	3.4	3.1	2.7	0.3
	(%)	100	100	102	62	19
CS3-30	MPa	74.7	67.8	73.8	36.8	15.1
	Ecart type	1.6	0.8	0.5	2.4	1.1
	(%)	100	91	99	49	20
CS3-40	MPa	77.9	69.4	79.1	46.5	14.6
	Ecart type	2.0	1.7	1.9	2.6	0.3
	(%)	100	89	102	60	19

I.4.3 Résistance en traction par flexion

Le tableau I.3 rassemble les valeurs moyennes des résistances résiduelles et relatives en traction par flexion mesurées sur des éprouvettes prismatiques de section (10 x 10 x 40) cm³.

Bétons	Unités	Températures (°C)				
		20	150	300	450	600
C2	MPa	5.2	3.1	3.1	1.4	0.4
	MPa	5.1	4.3	4.6	2.6	1.4
CS2-20	Ecart type	0.7	0.2	0.7	0.3	0.2
	(%)	100	84	91	52	28
CS2-30	MPa	6.4	4.4	4.8	4.0	1.7
	Ecart type	0.1	0.1	0.8	0.1	0.1
CS2-30	(%)	100	69	75	62	27
	MPa	5.8	5.3	5.3	3.5	2.4
CS2-40	Ecart type	0.8	0.9	1.7	0.1	0.4
	(%)	100	92	91	60	41
C3	MPa	7.3	5.4	4.6	2.8	0.7
	MPa	7.2	5.6	6.2	3.8	2.5
CS3-20	Ecart type	0.1	0.4	0.5	0.5	0.4
	(%)	100	77	86	52	35
CS3-30	MPa	6.7	6.9	5.4	3.1	2.4
	Ecart type	0.1	0.4	0.2	0.0	0.4
CS3-30	(%)	100	103	82	46	37
	MPa	7.2	7.9	5.9	5.2	2.7
CS3-40	Ecart type	0.1	0.9	0.9	0.7	0.3
	(%)	100	109	83	73	38

Tableau I.3 Résistances en traction par flexion des bétons avec et sans fibres métalliques [3]

I.5 CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avons présenté les travaux de recherche déjà réalisés sur l'influence des fibres métallique sur les propriétés physiques et caractéristiques mécaniques du béton chauffé.

Chapitre II

Etude la composition du béton avec la méthode dite
« Dreux-Gorisse »

INTRODUCTION

L'objectif de ce travail est d'analyser l'influence de fibres métalliques sur le comportement du béton porté à une température élevée. L'influence de fibre est étudiée en fonction du rapport eau/ciment de la matrice. Plusieurs éprouvettes de béton sont donc confectionnées. Les propriétés physiques et mécaniques sont déterminées à la température ambiante et après différents traitements thermiques. Le but du présent chapitre est de présenter les caractéristiques des matériaux utilisés, les compositions de bétons et le dispositif expérimental mis en place.

II.1 Types d'éprouvettes utilisées

Dans ce programme expérimental, deux types de moules ont été utilisés ;

- Les éprouvette de forme cylindrique normalisées et d'élancement $(16 \times 32) \text{ cm}^3$ norme NF EN 12390-1) utilisées pour la détermination des résistances à la compression.
- Les éprouvettes prismatiques normalisées (NF EN 12390-1) de dimensions $(10 \times 10 \times 40) \text{ cm}^3$ pour la détermination des résistances à la flexion 3 points.

II.2 Le Ciment

Le ciment utilisé pour la confection de nos éprouvettes est de type CPJ-CEMII/B dans la classe 42,5. Il est stocké au laboratoire à température ambiante et recouvert d'une toile en plastique pour éviter toute pré-hydratation éventuelle. Sa composition chimique est donnée dans le tableau (II.1).

Tableau II.1 Composition chimique du ciment

Minéraux	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃	MnO	Na ₂ O	K ₂ O	Cl
Ciment (%)	23.45	4.86	3.2	60.8	1	2.2	/	0.1	0.45	0.05

II.3 Le sable

Nous avons utilisé un sable roulé qui provient de l'oued, de diamètre maximum égal à 3 mm. Il est lavé pour réduire les impuretés puis séché à l'étuve à température 105°C pendant 24 heures.



Figure II.1 Le sable utilisé

II.4 Les granulats

Les granulats que nous avons utilisés, sont de nature concassés (3/8 et 8/16). Leur diamètre varie de 3 à 16 mm. Ils ont été lavés puis séchés à l'étuve à température 105 °C pendant 24 heures puis conservés dans des sacs à l'intérieur du laboratoire afin d'avoir des granulats sec et propres.



Figure II.2 Granulats utilisés

II.5 Les adjuvants

L'incorporation des fibres dans le béton diminue considérablement la maniabilité du mélange, l'utilisation d'un super-plastifiant permet d'augmenter l'ouvrabilité du béton en diminuant la porosité du matériau.

Pour les essais de laboratoire nous avons utilisé un super-plastifiant commercialisé sous le nom Sikaplast BV 40+.



Figure II.3 Super-plastifiant

II.6 L'eau

L'eau de gâchage utilisée est celle du robinet, cette eau doit être très propre (eau potable).

II.7 Analyse granulométrique

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

La définition de ces proportions passe d'abord par l'essai de l'analyse granulométrique puis de choisir une méthode de composition de béton parmi celles proposées par des spécialistes tels que Bolomey, Faury, Vallette, Dreux-Gorisse, Joisel... etc.



Figure II.4 Tamiseuse

II.7.1 Principe de l'essai

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

II.7.2 Equipements utilisés

- Des tamis de différents diamètres.
- Une balance de 15 kg, pesant au gramme près.
- Une étuve thermo statée.
- Un vibrotamis électrique.

II.7.3 Description de l'essai

- Les granulats utilisés pour préparer le béton sont de forme concassée, leur diamètre est de 0/3, 3/8 et 8/16. Une fois lavés, ces matériaux sont séchés à l'étuve à une température maximale de 105°C. On emboîte les tamis les uns sur les autres dans un ordre décroissant du fond de la colonne vers le bas. En partie inférieure, on dispose un fond étanche qui permettra de récupérer les fillers. Un couvercle sera disposé en haut de la colonne afin d'éviter toute perte de matériau pendant le tamisage. On appellera tamisât le poids de matériau passant à travers un tamis donné et refus le poids de matériau retenu par ce même tamis.
- Le matériau étudié est versé en haut de la colonne de tamis et celle-ci est vibrée à l'aide de la tamiseuse électrique. On considère que le tamisage est terminé lorsque le refus ne varie pas.
- Le refus du tamis ayant la plus grande maille est pesé. Soit R_1 , la masse de ce refus. Le refus du tamis immédiatement inférieur est pesé avec le refus précédent. Soit R_2 , la masse des deux refus. Cette opération est poursuivie pour tous les tamis pris dans l'ordre des ouvertures décroissantes. Ceci permet de connaître la masse des refus cumulés R_n , aux différents niveaux de la colonne de tamis. Le tamisât présent sur le fond de la colonne de tamis est également pesé. Les résultats des différents tamisages sont présentés dans les tableaux (1,2,3).

Tableau II.2 Analyse granulométrique du sable (0/3) avec $M = 1500g$

Dimension des tamis [mm]	Refus [g]	Refus [%]	Refus cumulés [%]	Tamisât [%]
5	29,00	29,00	1,93	98,07
2,5	262,50	291,50	19,43	80,57
1.25	375,50	667,00	44,45	55,55
0.63	364,00	1031,00	68,71	31,29

0.315	305 ,00	1336,00	89,04	10 ,96
0.16	143,00	1479,00	98,57	1,43
0,08	19,50	1498,50	99,87	0,13
Fond de tamis	2,00	1500,50	100,00	0,00

Tableau II.3 : Analyse granulométrique du gravier (3/8).

Dimension des tamis [mm]	Refus[g]	Refus cumulés[g]	Refus cumulés[%]	Tamisât[%]
10	118	118	3,93	96,07
8	163	281	9,37	90,63
6.3	506	787	26,23	73,77
5	623	1410	47,00	53,00
4	596	2006	66,87	33,13
3,15	544	2550	85,00	15,00
2,5	313	2863	95,43	4,57
Fond de tamis	137	3000	100,00	0,00

Tableau II.4 : Analyse granulométrique du gravier (8/15).

Dimension des tamis[mm]	Refus[g]	Refus cumulés[g]	Refus cumulés[%]	Tamisât[%]
20	0	0	0,00	100,00
16	75	75	2,50	97,50
12.5	660	735	24,50	75,50
10	1010	1745	58,17	41,83
8	710	2455	81,83	18,17
6.3	425	2880	96,00	4,00
5	85	2965	98,83	1,17
Fond de tamis	35	3000	100,00	0,00

Les différents tableaux ci-dessus nous permettent de tracer les courbes granulométriques pour chaque type de granulats, voir Figure (II.5)

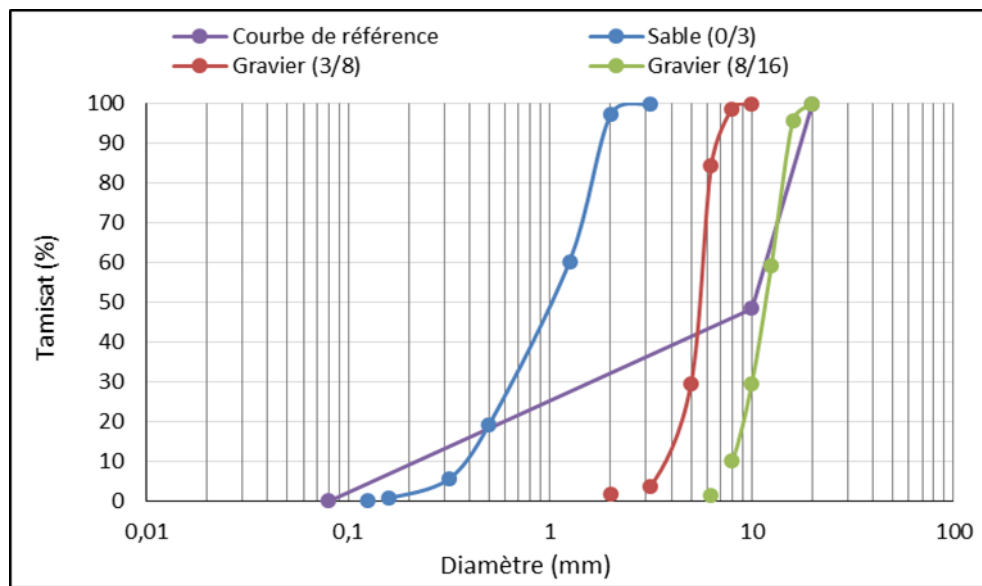


Figure II.5 Courbes Granulométriques

II.8 Module de finesse

Le module de finesse se calcule comme étant le un centième de la somme des refus cumulés sur les tamis de modules : 23.26.29.32.35.38 selon la norme française [NFP 18-540], correspondant à la somme des refus cumulés (Exprimés en pourcentage) sur les dimensions des tamis suivant : 5, 2.5, 1.25, 0.63, 0.315, 0.160. Ce paramètre est en particulier utilisé dans les calculs de composition des bétons.

Le module de finesse sert à évaluer la grosseur du sable

- Un module de finesse élevé correspond à un sable grossier : $2,8 < MF < 3,2$
- Un module de finesse moyen correspond à un sable préférentielle $2,2 < MF < 2,8$
- Un module de finesse faible correspond à un sable fin $1,8 < MF < 2,2$

La valeur du module de finesse dépend surtout de la teneur en grains fins du sable

$$MF \text{ d'un sable} = \text{refus sur les tamis} = \frac{0,16; 0,315; 0,63; 1,25; 2,50; 5}{100}$$

$$MF = \frac{98,57+89,04+68,71+44,45+19,43+1,93}{100} = 3,22$$

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

II.9 Masse volumique absolue et apparente

La masse volumique d'un corps est la masse de l'unité de volume de ce corps. On distingue la masse volumique absolue et la masse volumique apparente. Les résultats sont représentés dans le tableau (II.4).

Tableau II.5 Masses volumiques absolue et apparente des granulats

Granulats	Sable (0/3)	Gravier (3/8)	Gravier (8/16)
Masse volumique absolue (g/cm ³)	2.61	2.72	2.72
Masse volumique apparente (g/cm ³)	1.71	1.55	1.51

II.9.1 Composition de béton par la méthode de DREUX – GORISS

Pour la formulation du béton ordinaire (béton témoin), nous avons choisi la méthode de DREUX-GORISSE qui permet de déterminer les quantités optimales de matériaux pour 1m³ de béton. Cette méthode a l'avantage d'être issue de nombreuses formulations ayant été testées sur chantier et ayant données satisfaction. Elle est très simple d'utilisation, elle ne demande que la connaissance des courbes granulométriques des granulats.

Après calcul, les résultats de la composition sont donnés dans le tableau (III.5).

- **Résistance visée**

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

Soit la résistance désirée pour un béton témoin à 28 jours $\sigma'_{28j} = 26\text{MPa}$ La résistance visée pour un béton témoin à 28j est telle que :

$$R'_{28} = \sigma'_{28j} * 1.15$$

$$R'_{28} = 1.15 * 25$$

$$R'_{28} = 28,75\text{mpa.}$$

• Dosage en ciment et en eau

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

$$R'_{28} = G \left(\frac{C}{E} - 0.5 \right)$$

Avec :

$$\frac{C}{E} = R'_{28} / G\sigma'_c + 0.5$$

R'_{28} : Résistance visée à 28 jours.

σ'_c : Classe vraie de ciment en MPA. G : Coefficient granulaire.

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

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

- Choix approprié du coefficient granulaire G
- G est un coefficient granulaire sans dimension dont la valeur est choisi dans le tableau ci-après II.6.

Tableau II.6 Valeurs approximatives du coefficient granulaire

Qualité des granulats	Dimension D des granulats		
	D ≥ 16mm	25 ≥ D ≥ 40mm	D ≥ 63mm
Excellente	0.55	0.60	0.65
Bonne, courante	0.45	0.50	0.55
Passable	0.35	0.40	0.45

Les granulats utilisés ont un diamètre inférieur à 16 mm, ce qui donne un coefficient granulaire G=0,45 donc c'est une bonne qualité de granulats.

➤ Choix de la classe vraie de ciment

Le ciment CEM CPJII42.5, de classe vraie estimée à 42,5MPa a été retenu. Le rapport C/E est donné par :

$$\frac{C}{E} = \frac{28,75}{0,45 \cdot 47,50} + 0,5 = 1,84$$

➤ Dosage en ciment par m³ de béton

Connaissant le rapport C/E et l'affaissement au cône d'ABRAMS souhaité A, on en déduit, grâce à l'abaque (Figure III.7), le dosage en ciment correspondant :

$$C/E = 1,84$$

$$A = 8\text{cm}$$

$$C=380\text{kg}$$



L'abaque (Figure II.6) donne la valeur du dosage en ciment égale a

$$C/E = 1,84$$

$$C=380$$



on en déduit la valeur de E qui est : $E=206,52\text{kg}$

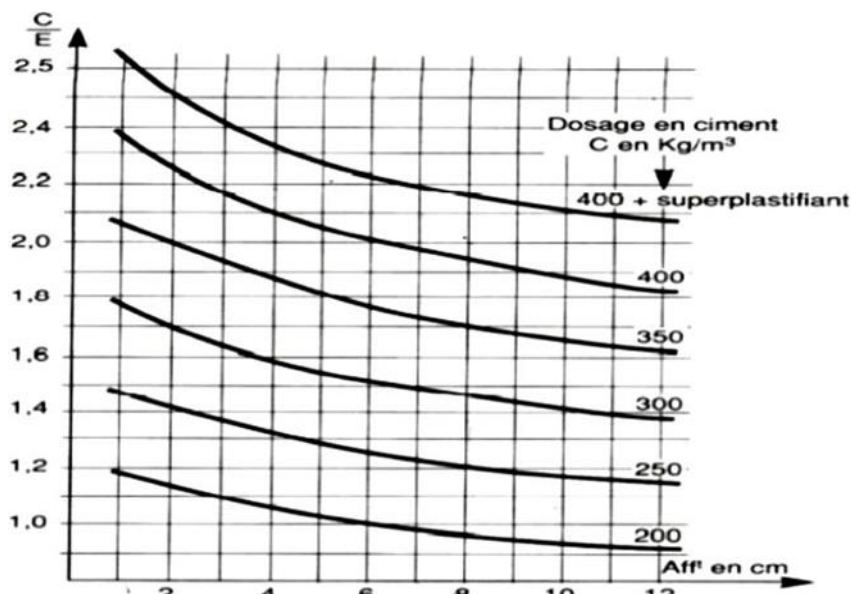


Figure II.6 Abaque permettant d'évaluer approximativement le dosage en ciment à prévoir en fonction du rapport C/E et de l'ouvrabilité désirée (affaissement au cône)

➤ Tracé de la courbe granulaire de référence

Cette courbe correspond au mélange des granulats (sable graviers, mais ciment non compris). Sur le même graphe d'analyse granulométrique (pourcentage des tamis en fonction du module ou diamètre des tamis), déjà obtenu on trace une courbe granulaire de référence OAB, avec :

- Le point **O** est repéré par ses coordonnées : $[0,080 ; 0]$.
- Le point **B** est repéré par ses coordonnées : $[D ; 100]$, (D : étant e diamètre du plus gros granulat).
- Le point de brisure A, a les coordonnées suivantes :

En abscisse :

Si $D < 20\text{ mm}$, l'abscisse est à $D/2$.

Si $D > 20\text{ mm}$, l'abscisse est située au milieu, limité par le module 38 (5mm)etcelui correspondant à D.

Le point de brisure a pour abscisse 8mm ($D/2 = 8\text{mm}$), car le diamètre du plus gros granulats utilisé étant de 16.

En ordonnée :

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

Avec :

K : coefficient qui dépend du dosage en ciment, de l'intensité de vibration, et de la forme des granulats (roulés ou concassés). Comme on a : Le dosage en ciment vaut 380Kg/m^3 , une vibration normale, granulats de forme concassée. La valeur de K étant alors égale à zéro ($K = 0$) (tableau 10.12 de [6]).

KS : coefficient tenant compte du module de finesse du sable MF . Comme le module de finesse du sable vaut 3.17, la valeur de KS est calculée par la formule suivante :

$$KS = 6Mf - 15 = 4.32$$

K_p : coefficient de pompabilité, on peut prendre en générale $K_p = +5\%$ à 10% Notre béton n'est pas de qualité pompable, alors $K_p = 0$.

$$D'où : Y = 50 - \sqrt{16} + 4,32 + 0 + 0 = 50,32$$

Ainsi, les coordonnées du point de brisure A sont : [8; 50.32]

➤ Les lignes de partage

La droite de partage relie le point 95% (tamisât) d'un granulats au point 5% du granulats suivant.

Les points d'intersection des lignes de partage avec le courbe brisé donnent en cumulés les pourcentages correspondant aux différents granulats successifs. Il s'agit de pourcentages en volumes absolus.

Sur la courbe granulométrique, les points d'intersections entre les lignes de partage et la courbe de référence OAB donnent les pourcentages des granulats suivants :

Tableau II.7 les pourcentages des constituants.

Sable (0/3)	40,80%
Gravier (3/8)	9,40%
Gravier (8/15)	49,80%

➤ **Coefficient de compacité**

Il est défini comme le rapport des volumes absolus en litres des matières solides V_M au volume total du béton frais soit un mètre cube

$$V_M = V_G + V_C$$

Avec V_G : Volume absolu des granulats et V_C : Volume absolu du ciment.

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

En utilisant le tableau des valeurs du coefficient de compacité [54] et après interpolation pour un diamètre maximum de granulats égal à 16 mm, on trouve une valeur de $\delta = 0,819$ (p250) D'où $V_M = 810L$

➤ **Dosage des Granulats :**

Les dosages en volume des constituants du béton sont donnés par les relations ci-dessous :

- **Volume absolu du ciment :** $V_C = \frac{m_c}{\gamma} = \frac{380}{3,1} = 122,58$

Avec :

M_c : dosage (en masse) de ciment.

3,1 g/ml : masse volumique.

- **Volume absolu des granulats (l'ensemble):**

$$V_G = 1000 \cdot \delta - V_C = 1000 \times 0,819 - 122,58 = 696,42 \text{ litre.}$$

- **Volume absolu du sable :**

$$V_S = \frac{V_G \cdot 40,80}{100} = \frac{696,42 \cdot 40,80}{100} = 284,14 \text{ litres}$$

- **Volume absolu du gravier (3/8) :**

- $V_g = \frac{V_G \cdot 9,40}{100} = \frac{696,42 \cdot 9,40}{100} = 65,46 \text{ litres}$

Les dosages en masse des éléments secs (granulats, sable) pour 1 m³ de béton sont :

- **Masse de sable :** $M_S = V_S \cdot \rho_s = 284,14 \cdot 2,65 = 7552,97 \text{ kg}$
- **Masse de gravier 3/8 :** $M_G = V_g \cdot \rho_g = 65,46 \cdot 2,61 = 170,85 \text{ kg}$
- **Masse de gravier 8/15 :** $M = V_g \cdot \rho_g = 346,82 \cdot 2,58 = 894,79 \text{ kg}$

Pour préparer 1m^3 , il faudra donc les masses suivantes

Constituents	Dosage (kg/m³)
Sable 0/3	752,97
Gravier 3/8	170,85
Gravier 8/15	894,79
Eau	206,52
Ciment CPJ CEM II/A 42.5 (C)	380
Fluidifiant (0,5 de poids de ciment) (ml)	190.00

Tableau II.8 Composition finale pour 1m^3 de béton

Chapitre III :
Caractérisation en traction directe des
fibres en copeaux

III.1 Introduction

L'utilisation des fibres pour le renforcement du béton est, notamment en traction, très intense dans le domaine des dallages industriels et dans celui du béton projeté dans le cas des tunnels et la réparation des canalisations de gros diamètre [1 à 4].

Dans la présente étude expérimentale, on s'intéresse à des fibres locales en copeaux de forme ondulée en spirales issues des déchets d'usinage des pièces en acier. Il s'agit de rechercher la longueur et le nombre d'ondulations optimums permettant de reprendre le maximum d'effort de traction. Une étude statistique est effectuée pour quatre longueurs et ondulations, respectivement.

III.2 Etude expérimentale

Les copeaux sont découpés selon quatre longueurs (30, 50, 70 et 80 mm) et pour chaque longueur, le nombre d'ondulations ou plutôt spirales est de 3, 5 et 7. Afin d'effectuer une étude statistique, pour chaque type de combinaison (longueur et nombre de spirales) le nombre d'essais réalisés est de 10. Les essais consistent à réaliser des essais de traction directe à déformation contrôlée. On donne dans ce qui suit les valeurs caractéristiques (contrainte de rupture, allongement maximal, module d'Young, limite d'élasticité et la courbe obtenue) ainsi que les confrontations effectuées.

III.3 Géométrie de la fibre et système d'ancrage

Les fibres proviennent des déchets d'usinage des pièces en acier. Elles sont récupérées à la société nationale des véhicules industriels en Algérie (SNVI). Leur forme géométrique et ondulée en spirales leur confère un ancrage parfait dans la matrice cimentaire. Une vue de ces copeaux est donnée à la figure 1. La largeur et l'épaisseur des fibres sont 2,20 et 0,88 mm, respectivement. Les deux extrémités des copeaux ont été ensimées à l'aide des fils en fibre et de rouleau de chatterton afin d'améliorer leur ancrage dans les mors de serrage de la presse hydraulique lors de l'essai de traction sur la fibre elle-même (voir Figure 2).

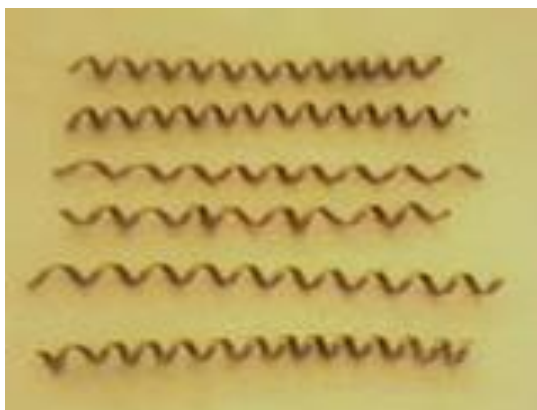


Figure III.1 Vue des copeaux



Figure III.2 Système d'ancrage

III.3.1 Appareillage et essais

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

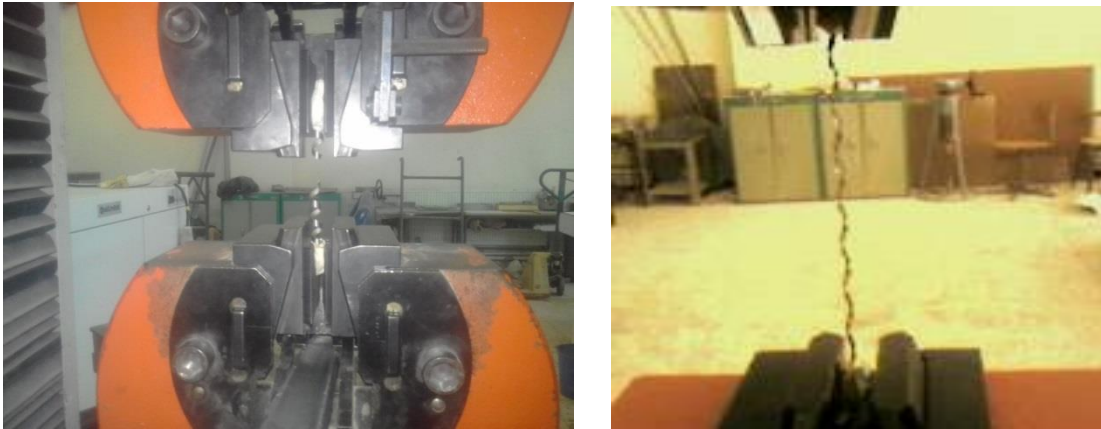
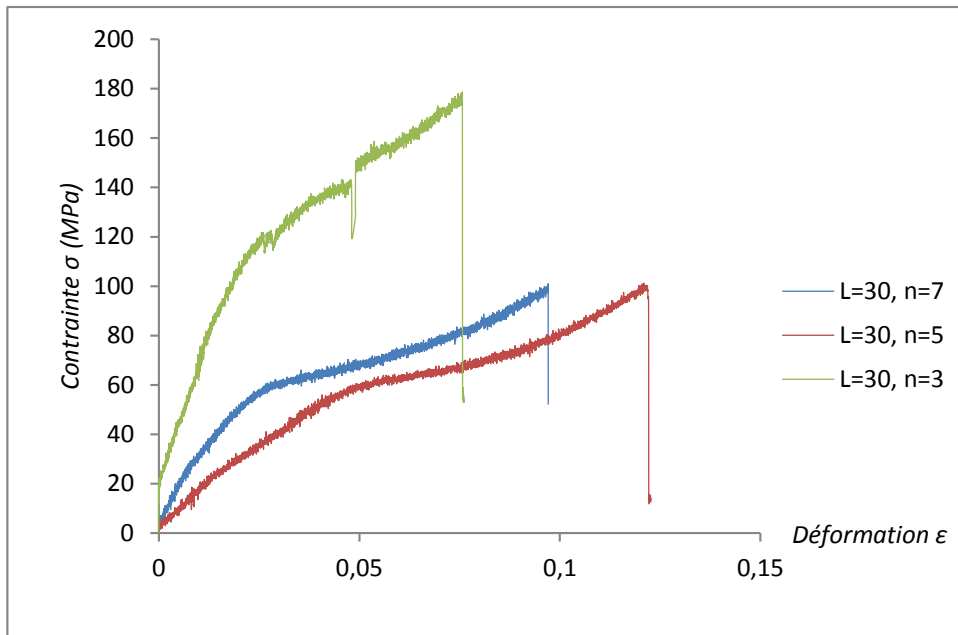
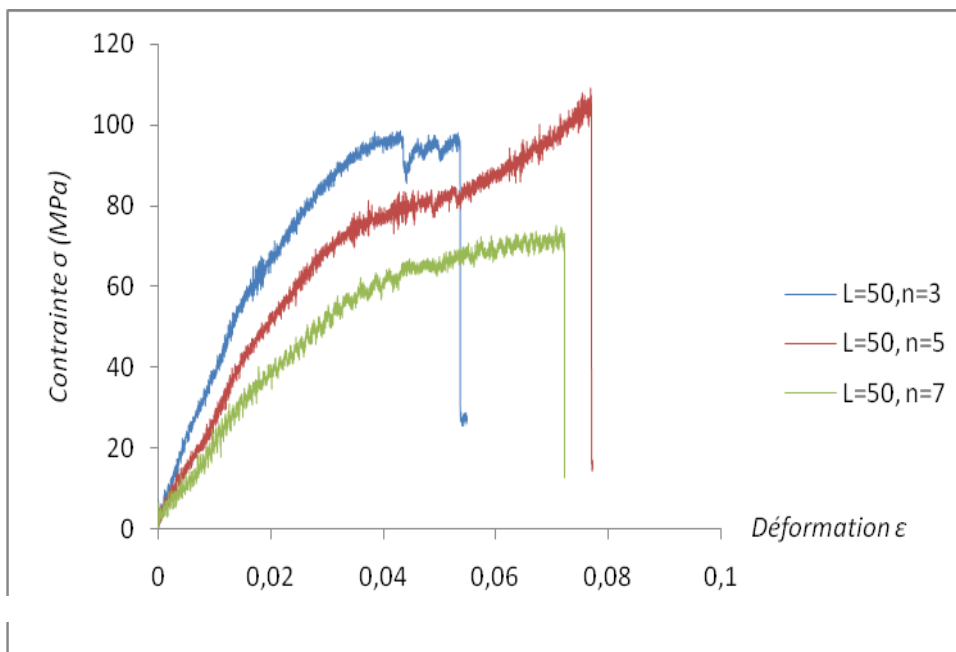
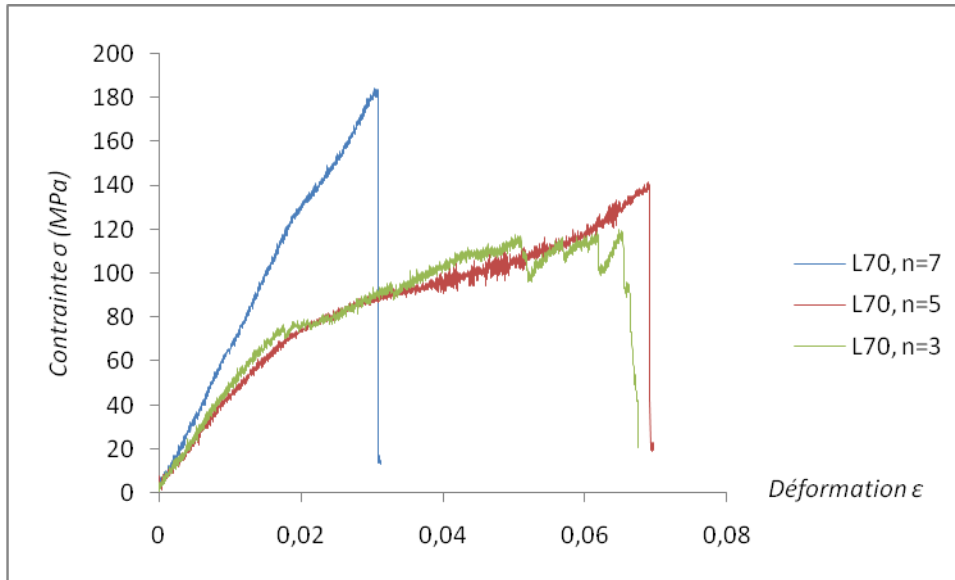
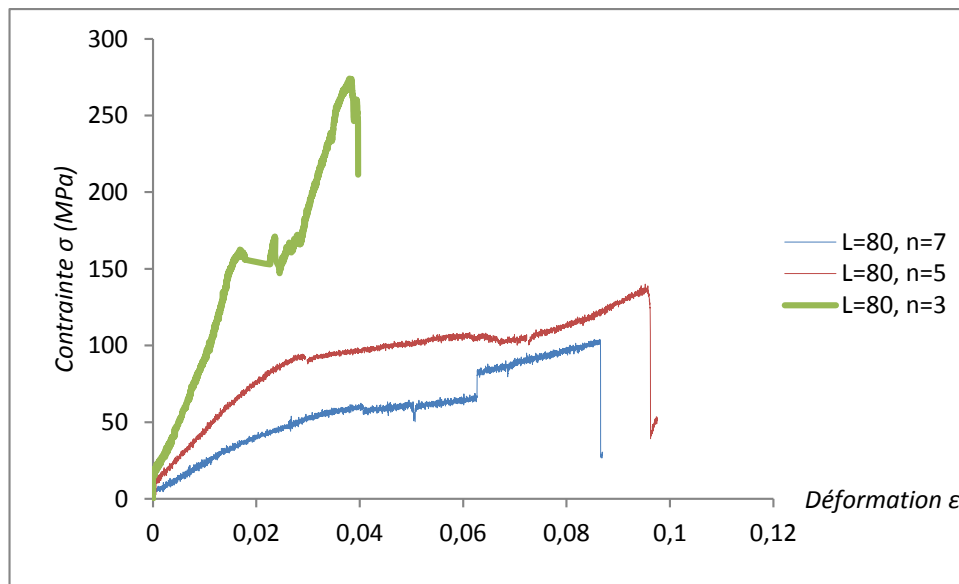


Figure III.3 Vue du dispositif d'essai.

III.4 Présentation des résultats

Les courbes moyennées (trois essais pour chaque longueur), représentant la contrainte en fonction de la déformation pour chaque série d'essais (longueur de 30, 50, 70 et 80mm) et pour un nombre d'ondulations de 7, 5 et 3 pour chaque série ainsi que la représentation de ses résultats sous forme d'histogrammes sont données aux figures (4,5,6,7,8,9,10 et 11).

Figure III 4. Contrainte- Déformation $\sigma=f(\epsilon)$ pour $L= 30$ mmFigure III 5. Contrainte- Déformation $\sigma=f(\epsilon)$ pour $L= 50$ mm

Figure III 6 Contrainte- Déformation $\sigma=f(\epsilon)$ pour $L= 70\text{mm}$ Figure III7. Contrainte- Déformation $\sigma=f(\epsilon)$ pour $L=80\text{mm}$

On donne sur la figure III.8 la superposition de meilleures courbes moyennes contrainte - déformation pour les quatre longueurs considérées et pour un nombre d'ondulations correspondant.

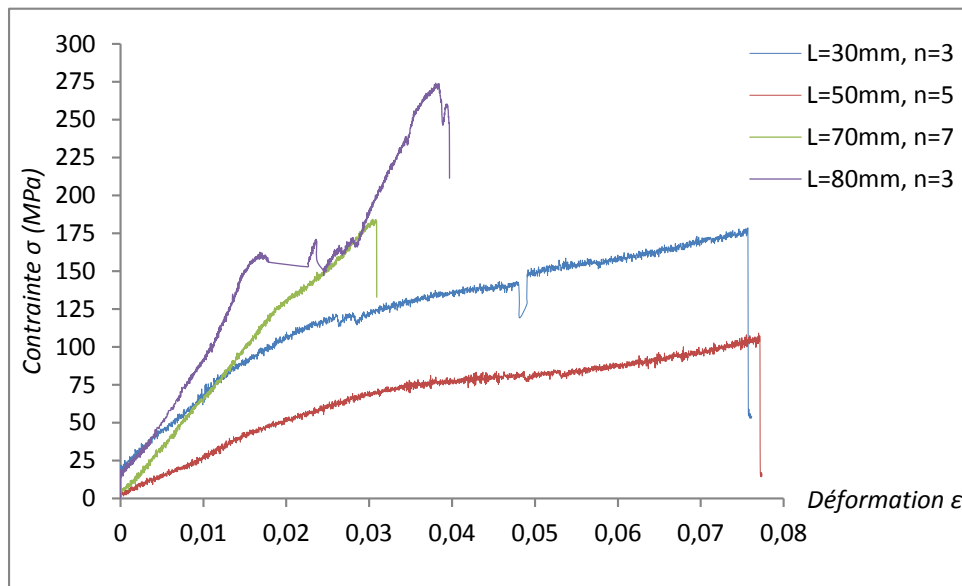


Figure III 8. Superposition des courbes $\sigma = f(\epsilon)$ pour les quatre

Lors de l'essai, on constate que les ondulations de la fibre s'ouvrent progressivement jusqu'à aplatissement de la fibre. Au-delà, on observe une rupture ductile de l'acier. La résistance à la traction atteint $R_m = 275$ MPa pour $n = 3$ et une longueur $L = 80$ mm.

5. Conclusion

Cette étude nous a permis de mettre en évidence l'influence de la longueur des fibres et du nombre d'ondulations sur leur résistance en traction. Il apparaît que la meilleure résistance est atteinte pour une longueur de 80 mm avec 3 ondulations. Cependant, cette longueur peut être réduite jusqu'à 70 mm avec 3 d'ondulations et ce pour des raisons de maniabilité du béton à renforcer par ce type de fibres.

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

Chapitre IV :
ESSAIS DE COMPRESSION

Chapitre IV. ESSAIS DE COMPRESSION

Introduction

Ce chapitre sera consacré à présenter et interpréter les résultats expérimentaux relative aux béton témoin et béton de fibres métalliques, obtenus lors des essais de compression (éprouvettes cylindriques) , Ainsi que l'étude de l'influence de ce fibres sur le comportement mécanique de ce bétons porté à des températures élevées .

IV.1.But de l'essai

L'objectif principal des essais de compression est la détermination de la résistance a la compression a l'Age de 28 jours du béton utilisé, évolution des diagrammes de la contrainte-déformation en fonction de différentes températures (20°,600°,800°).

IV.2.Composition des éprouvettes

On a trois gâchée, Pour chaque gâchée 06 éprouvettes cylindriques, dont 3 d'eux sont des témoins, et pour les 3 autres on leur a ajouté des fibres métalliques.

La composition du béton pour 1 m^3 est pour une éprouvette cylindrique (16×32).

Constituants	Quantités[kg]
Sable 0/3	4,90
Gravier (3/8)	1,12
Gravier (8/15)	5,82
Ciment CPJ CEM II/A 42.5 (c)	2,47
Eau	1,35
Fluidifiant (0,5 du poids de ciment) (ml)	0,76

Tableau IV.1 quantité pour éprouvettes cylindriques

Type de fibre	Masse volumique (kg/m^3)
Copeaux	7883,33

Tableau IV.2 La masse volumique des fibres (copeaux)

La masse pour les teneurs en fibres pour 1 m^3 de béton, ainsi pour une éprouvette cylindrique dimension (16×32) cm^2 , volume $V=0,0064 m^3$ sont données partableau.IV.1.3

Factions volumiques des fibres W%	0,2%
Masse pour $1m^3$ (kg)	15,77
Pour une éprouvette cylindrique $(16 \times 32)cm^2$	0,11

Tableau IV.3 Masse des différentes teneurs en fibres $1 m^3$ de béton

IV.3 Confection des éprouvettes

Le gâchage comme le malaxage sont des opérations délicates. Il faudrait, d'une part, s'assurer d'une qualité d'enrobage acceptable, une bonne dispersion des fibres et d'autre part, éviter la ségrégation des granulats. La durée du malaxage et la vitesse de malaxage sont des facteurs primordiaux dans l'homogénéité du mélange. De plus, l'ordre d'introduction des constituants dans le malaxeur peut éventuellement influencer les caractéristiques du béton.

Tous les mélanges ont été gâchés en suivant le même protocole, le béton a été réalisé dans un malaxeur à axe verticale. Pour chaque gâchée, 18 éprouvettes cylindriques ont été réalisées.

Le malaxage du béton se fait comme suit :

- malaxage pendant 2 min.
- Déversement du sable, gravier et ciment dans le malaxeur et mise en marche pendant 1 min jusqu'à homogénéisation des matériaux.
- Introduction de l'eau de gâchage et super-plastifiant et malaxage pendant 2 min.



Figure IV.1 Malaxage de béton témoin.

Remplissage et vibration

IV.4 éprouvettes cylindriques

Ceci doit se faire dans un moule en acier inoxydable pour éviter l'effritement et faciliter le démoulage des éprouvettes, les moules sont enduits d'une huile à l'aide d'un pinceau.



Figure IV.2 éprouvettes cylindriques

On verse le béton ordinaire dans chacune des 09 éprouvettes qui sont ensuite mises sur une table vibrante pour une durée d'environ 20 à 30 secon



Figure IV.3 avant vibration.



Figure IV.4 après vibration

IV.5 Réalisation du béton de fibres métallique

L'innovation dans les sciences de la construction passe en partie par le développement de nouveaux matériaux et la maîtrise de leurs propriétés. Le béton fibré est l'un de ces matériaux.

L'incorporation des fibres métalliques se fait au malaxage des granulats. Le mélange se fait à l'état semi sec, les fibres sont incorporées une par une. Le malaxage se fait comme suit :

1. Déversement du sable, gravier et ciment dans le malaxeur et mise en marche pendant 1 mn environ jusqu'à homogénéisation,
2. Introduire les fibres d'acier une par une aléatoirement, bien malaxé jusqu'à homogénéisation.
3. Introduction de l'eau de gâchage et super-plastifiant et malaxage pendant 2 min.

4. L'introduction des fibres se fait dans cette dernière phase. Cette dernière phase permet d'assurer une meilleure dispersion des fibres dans le béton et une bonne homogénéisation du mélange.

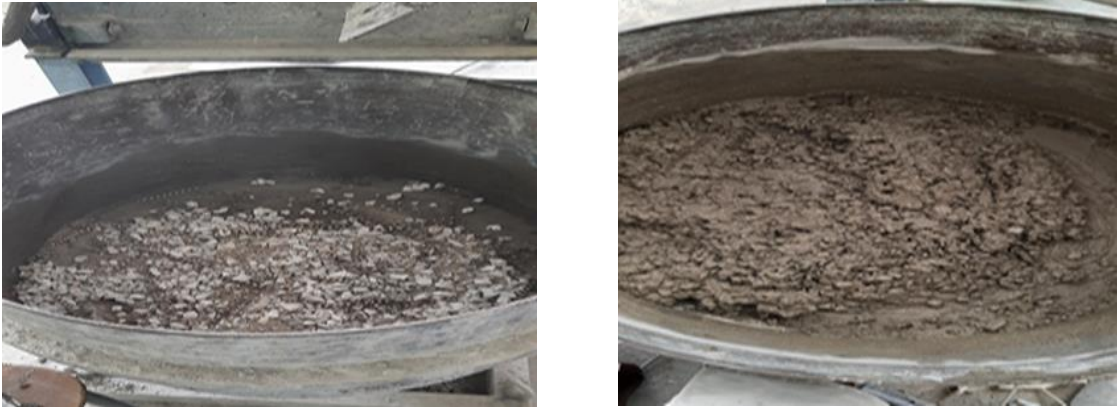


Figure IV.5 Malaxage du béton de fibres

IV.6 Conservation des éprouvettes.

Après la confection des échantillons



Figure IV.6 Eprouvettes après coulage.

Après 24 heures, les éprouvettes ont été démoulées et conservées dans un bac à eau pendant 28 jours. Après cette cure toutes les éprouvettes ont été stockées dans la salle du laboratoire pour bien sécher jusqu'à la stabilisation de leurs masses. Les éprouvettes ainsi préparées seront soumises aux cycles thermiques (cycles chauffage-refroidissement).



Figure IV.7 : Démoulage de l'éprouve cylindrique.



Figure IV.8 : Eprouvettes conservées dans l'eau.

IV.7 Essais thermiques

Chaque cycle (chauffage-refroidissement) est composé de trois phases. La première constitue une rampe de montée en température à une vitesse de $1^{\circ}\text{C}.\text{mn}^{-1}$. La seconde est un palier de température constante dans le four afin d'homogénéiser la température au sein des éprouvettes. Elle dure quatre heures de temps. La dernière phase est une diminution de la température jusqu'à atteindre la valeur ambiante à la vitesse moyenne de $-1^{\circ}\text{C}.\text{mn}^{-1}$. Cette phase de refroidissement des éprouvettes

n'est pas pilotée. Elle se fait de façon naturelle en fonction de la température à l'intérieur du four qui est maintenu fermé. On souhaite en effet s'assurer que l'endommagement induit dans le béton résulte seulement de l'effet de la température.

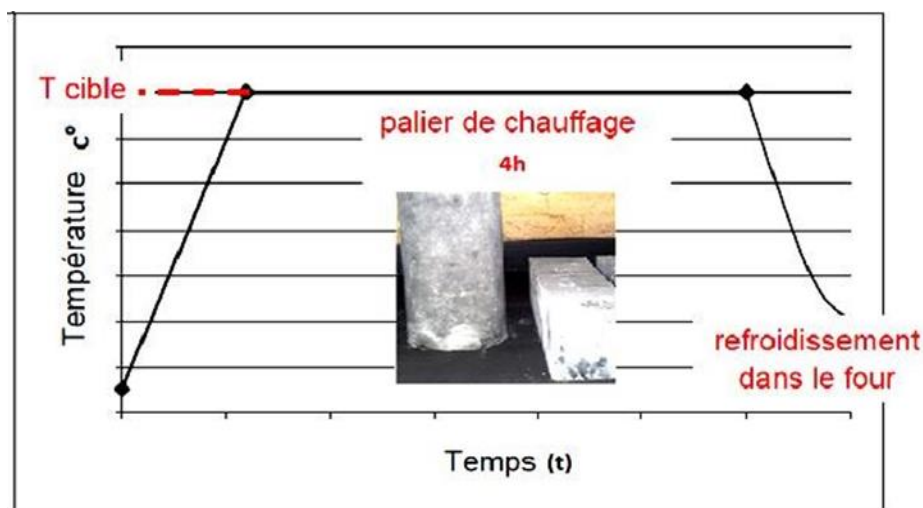


Figure IV.9 : Cycles de chauffage – refroidissement imposés aux éprouvettes.

Les éprouvettes sont disposées dans le four de façon à ce que la chaleur se répartisse d'une manière homogène. Cette répartition de chaleur est faite grâce au système de ventilation du four. Le pilotage du four est réalisé à l'aide d'un régulateur programmeur auquel sont reliés les thermocouples.



Figure IV.10 Disposition des éprouvettes à l'intérieur du four.



Figure IV.11 avant cycle de chauffage-Refroidissement.



Figure IV.12 après cycle de chauffage-Refroidissement.



Figure IV.13 La balance.

IV.8. Principe de l'essai

Après Cycles de chauffage- Refroidissement les éprouvettes, sont donc ajustées entre les deux plateaux de la presse. Le plateau supérieur étant fixe, le plateau inférieur sur lequel est posée l'éprouvette est mobile. En remontant celui-ci écrase le corps de l'éprouvette contre le plateau supérieur. Des extensomètres, placés sur la face latérale de l'éprouvette permet de mesurer les valeurs de la déformation. L'effort est appliqué progressivement à vitesse de chargement constante (soit 0,5MPa/s). Pour chaque étape de chargement, la valeur de l'effort vertical ainsi que la déformation correspondante sont enregistrées, et ce jusqu'à la rupture totale de l'éprouvette qui se traduit par l'arrêt de la presse.

L'essai de compression est ainsi achevé. La force maximale F est donnée dès que la rupture est enclenchée. Cette force est enregistrée et la contrainte de rupture en compression est obtenue par la formule suivante :

$$\sigma_c = \frac{4 \times F_{max}}{\pi D^2}$$

- ❖ F_{max} désigne la charge à la rupture en compression.
- ❖ D le diamètre de l'éprouvette.



Figure IV.14 écrasement de l'éprouvette

IV.9. Essais de compression

Dans le programme de compression des cylindres (16x32) cm, le chargement axial a été effectué à l'aide d'une presse hydraulique AUTO TEST avec une étendue de capacité 2000 kN. Cette presse comporte 2 plateaux, un taux de chargement quasi-statique est appliqué avec une vitesse de 0,5 kN/s. A mi-hauteur au milieu de deux faces opposées, ont été mesurées, à intervalles rapprochés et les forces et les déformations axiales et radiales. Muni de mors auto-serrant, elle nous permet une bonne tenue des spécimens c'est une manière d'assurer une répartition

homogène des contraintes. Les figures ci-dessous illustrent le chargement et acquisition des résultats.

IV.10. Résistance à la compression du béton.

Les résistances du béton a la compression a 28 jours est données par la moyenne du trois (03) éprouvettes, pour béton renforcé des fibres métalliques ainsi que le béton témoin BT (sans fibres).

température	Avant	Après
20°		
600°		
800°		

Tableau IV.4 avant et après la rupture de l'éprouvettes béton témoin sous sollicitation de compression

IV.11 Résultats et discussion

IV.11.1 Perte de masse

Pour la détermination de la perte de masse en fonction du cycle de chauffage-refroidissement, les éprouvettes sont pesées avant et après chaque cycle de chauffage-refroidissement. Les éprouvettes issues du chauffage sont pesées directement afin d'éviter tout phénomène de réhydratation avec le milieu ambiant.

L'essai consiste donc à déterminer la perte de matière (ou de masse) qu'ont subi les éprouvettes lors du chauffage par rapport à leur état initial (état avant le chauffage). La perte de masse exprimée en pourcentage est obtenue de la façon suivante :

$$\text{Perte de masse} = \frac{M_0 - M_T}{M_0} \times 100\%$$

Avec :

M_0 : la masse de l'éprouvette à la température ambiante (avant le chauffage),

M_T : la masse de l'éprouvette refroidie après le cycle de chauffage-refroidissement. Elles sont pesées à l'aide d'une balance électronique ayant une précision de 0,1g.

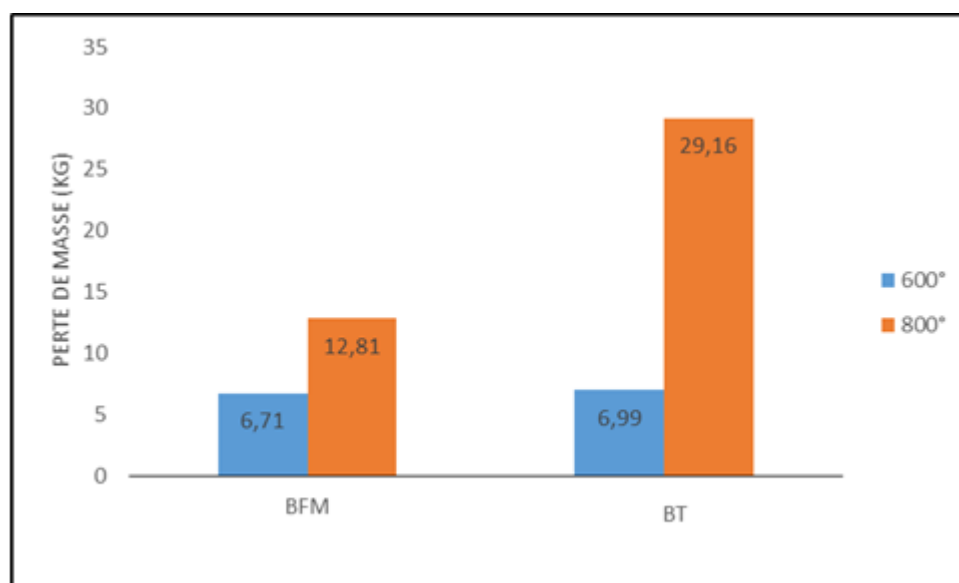


Figure IV.15 Pertes de masse de différente température

Le calcul de la perte de masse est une moyenne de trois valeurs, effectuée sur les éprouvettes cylindriques. D'après la figure IV.15 on constate que plus la température augmente la perte de masse augmente. A 600°C, le béton témoin BT (sans fibres) et le béton renforcé de fibres métalliques ont présenté une perte de masse presque de même grandeur (voir figure IV.15). Alors que pour une température de 800°C, c'est le béton de fibres métallique qui a présenté une perte de masse assez importante.

Les courbes représentant la contrainte-déformation à la compression à la rupture pour le béton témoin (BT) pour les déférantes températures sont données respectivement par les figures IV.16, IV.17et IV.18.

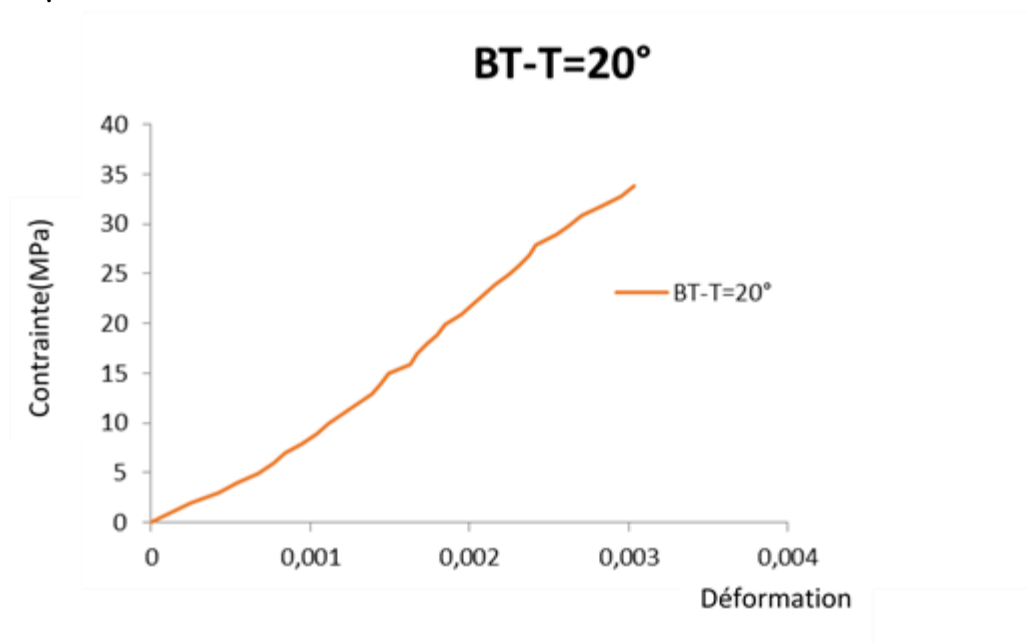


Figure IV.16 courbe moyenne béton témoin T=20°

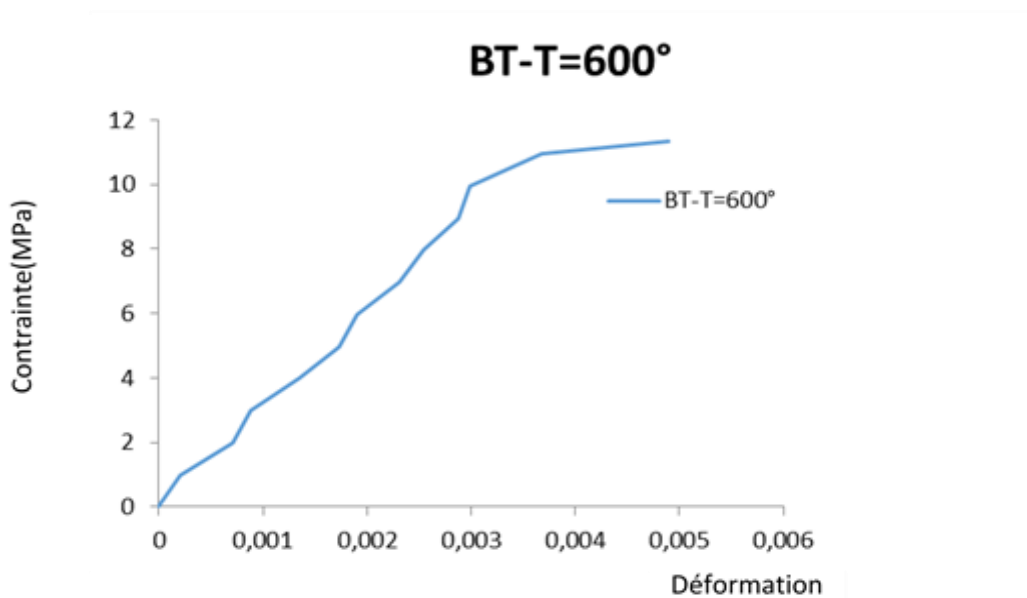


Figure IV.17 courbe moyenne béton témoin T=600°

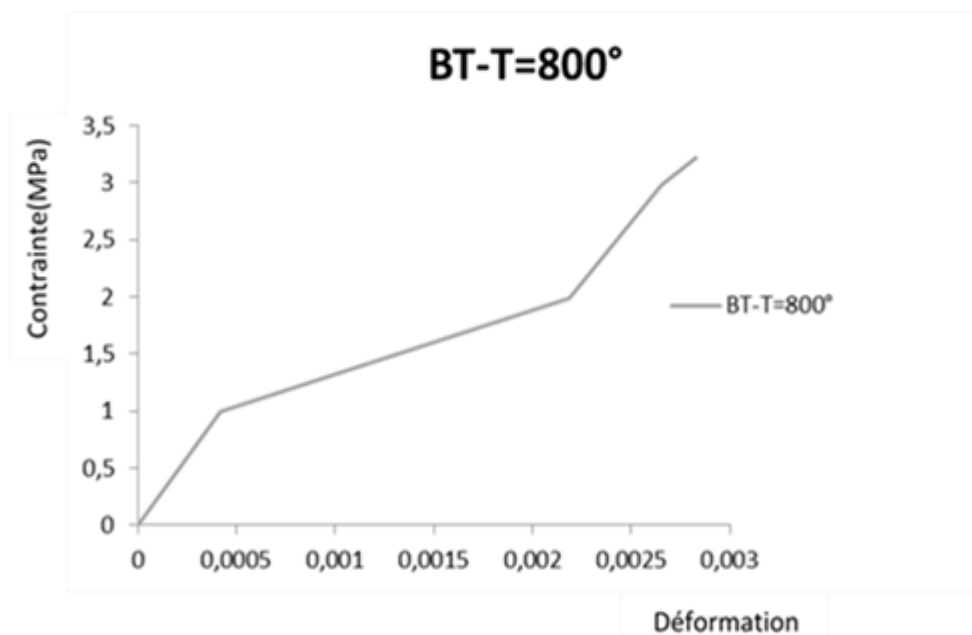


Figure IV.18 courbe moyenne béton témoin T=800°

La Figure IV.19 illustre la superposition des courbes moyennes données par trois essais, qui présente la contrainte-déformation à la compression pour béton témoin BT (sans fibres).

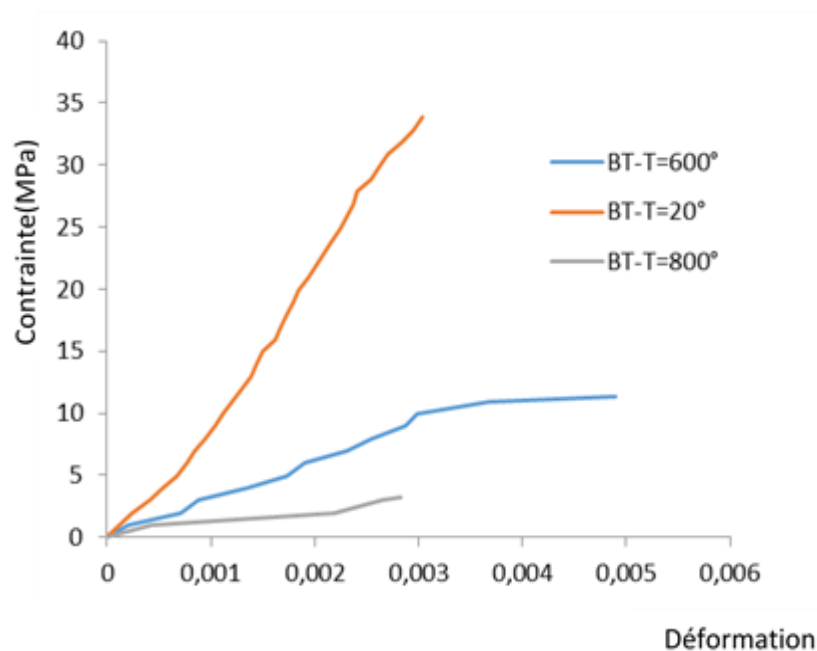


Figure IV.19 Superposition des courbes contraintes-déformations du béton témoin (BT).

La superposition de ces courbes à différentes températures permet d'observer le comportement du béton témoin sous différentes conditions thermiques. Les trois températures mentionnées (20°C, 600°C, 800°C) représentent donc trois scénarios différents.

À 20°C, la courbe représente le comportement du béton témoin à température ambiante. Elle peut servir de référence pour évaluer les changements de propriétés à des températures plus élevées.

À 600°C, le béton témoin est soumis à une température élevée, ce qui peut entraîner une diminution de sa résistance et de sa rigidité. La courbe correspondante peut montrer une augmentation de la déformation à une contrainte donnée par rapport à la courbe à 20°C.

À 800°C, le béton témoin est soumis à une température encore plus élevée, ce qui peut entraîner des dommages importants. La courbe correspondante pourrait montrer une déformation diminue par rapport à une température de 600°C .

Les courbes représentant la contrainte-déformation à la compression pour les éprouvettes renforcées par des fibres métalliques, pour une fraction volumique ($w=0.2\%$) sont données respectivement par les figures IV.20, IV.21et IV.22.

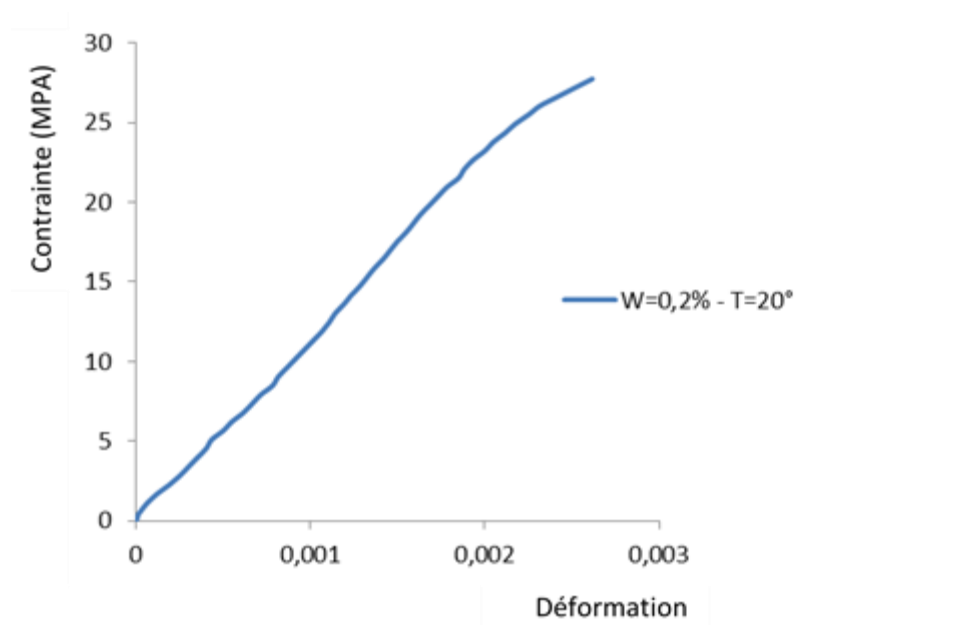


Figure IV.20 courbe moyenne béton de fibre $T=20^\circ$

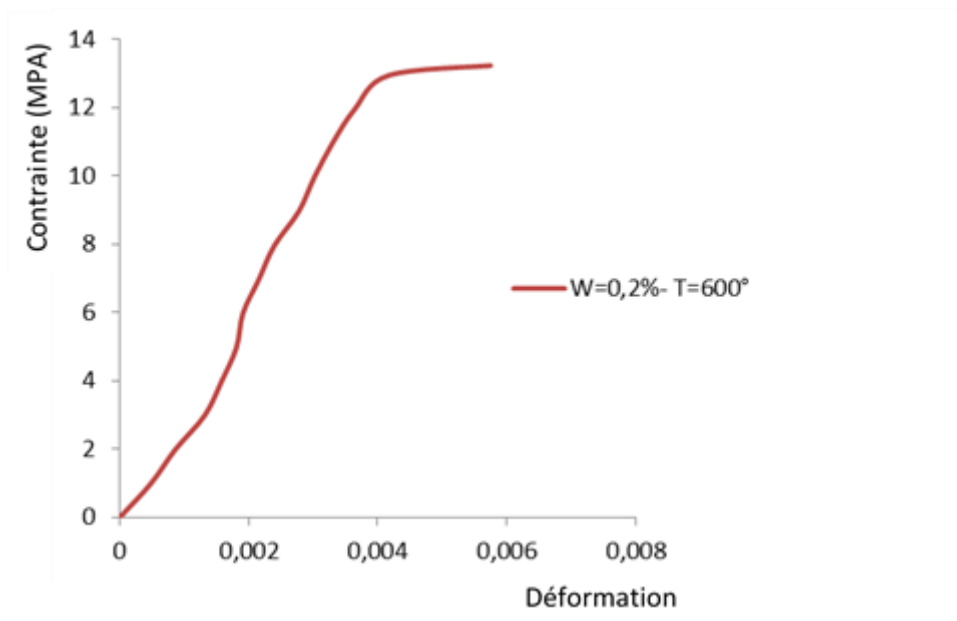


Figure IV.21 courbe moyenne béton de fibre T=600°

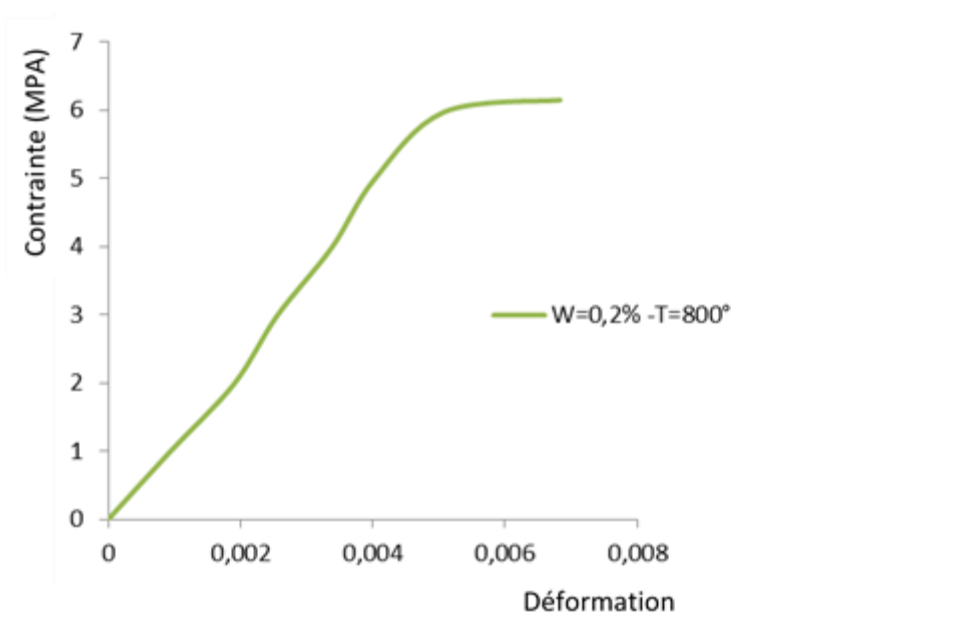


Figure IV.22 courbe moyenne béton de fibre T=800°

La Figure IV.24 illustre la superposition des courbes moyennes données par trois essais pour chaque série de tests, qui présente la contrainte-déformation à la compression pour béton de fibre ($W=0,2\%$).

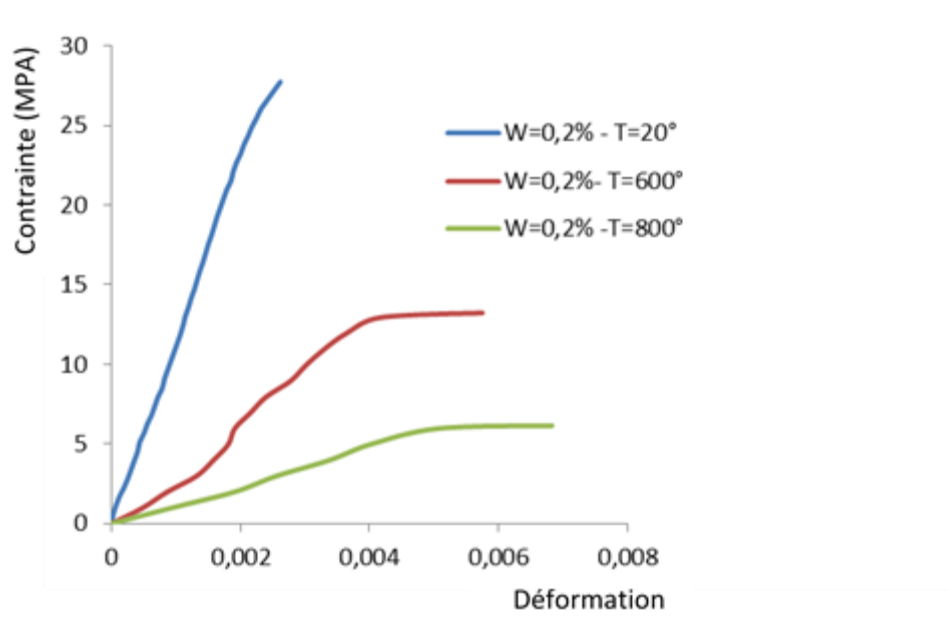


Figure IV.23 la superposition des courbes contraintes-déformations du béton de fibre à différentes températures

IV.11.2 Résistance à la compression

Les essais de compression ont été réalisés sur des cylindres $(13 \times 32) \text{cm}^2$.

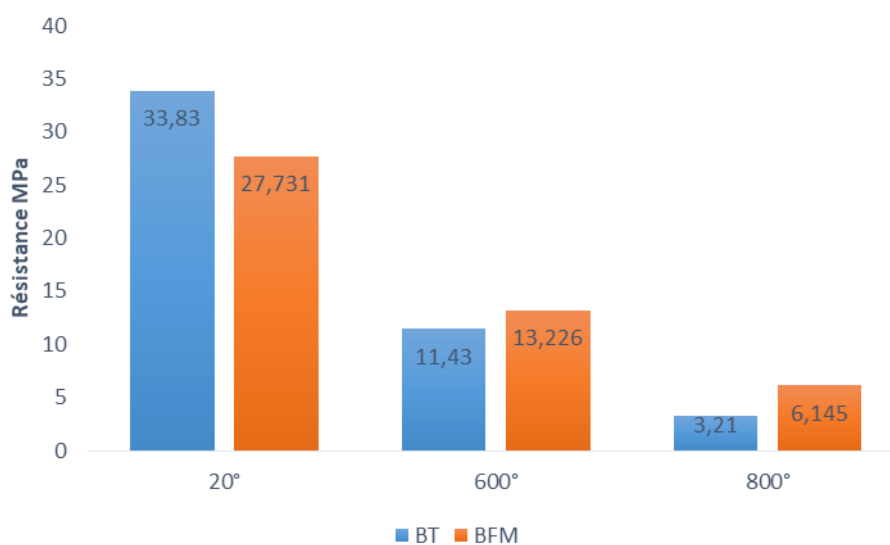


Figure V.24 Résistance à la compression de différentes températures

Les contraintes à la compression maximales à la rupture du béton témoin BT (W=0%), et béton renforcé de fibres métalliques (BFM) pour les différentes températures 20°, 600° et 800° sont résumés dans le tableau IV.5.

différentes températures	σ_{\max} [Mpa]
Béton témoin a T=20°	33,83
Béton témoin a T=600°	11,34
Béton témoin a T=800°	3,21
Béton W=0,2% à T=20°	27,73
Béton W=0,2% à T=600°	13,22
Béton W=0,2% a T=800°	6,14

Tableau IV.5 contrainte-déformation maximale à la rupture

On a constaté que les bétons soumis à des cycles chauffage-refroidissement pour les températures de 600°C et 800°C ont présenté des résistances inférieures ainsi qu'une diminution de la pente des courbes contrainte-déformation comparés aux bétons qui n'ont pas été soumis aux cycles de chauffage-refroidissement pour les bétons de fibres métalliques (BFM).

Conclusion

La résistance à la compression est une mesure importante de la capacité du béton renforcé par des fibres métalliques à supporter des charges. Des études ont montré que la température peut affecter la résistance à la compression de ce matériau. À des températures élevées, la résistance à la compression diminue en raison de la dégradation thermique des fibres métalliques. Cependant, à des températures plus basses, la résistance à la compression peut augmenter en raison de la contraction thermique du béton, qui peut améliorer la densité et la résistance globale du matériau.

Chapitre V :
Essais flexion 3-points

Introduction

Afin de suivre le comportement du béton renforcé de fibres de récupération « fibres métalliques », en flexion (flexion 3-points), des essais de flexion 3-points et des essais ont été réalisés sur des éprouvettes prismatiques $[10 \times 10 \times 40] \text{ cm}^3$, ainsi que l'étude de l'influence de ces fibres sur le comportement mécanique de ce béton porté à des températures élevées (600° et 800°).

V.1 Géométrie et composition des éprouvettes

Les éprouvettes utilisées sont des éprouvettes prismatiques de largeur $l = 10 \text{ cm}$, une hauteur $h = 10 \text{ cm}$ et une longueur $L = 40 \text{ cm}$, $[10 \times 10 \times 40] \text{ cm}^3$

V.2 Composition des éprouvettes

La composition optimale du béton pour un 1 m^3 , déterminée à partir la composition du béton. Les fractions volumiques optimums de fibres $W = 0,8\%$. La composition pour une éprouvette prismatique $[10 \times 10 \times 40] \text{ cm}^3$, est donnée dans le tableau V.6.

Constituents	Quantities[kg]
Sable 0/3	3,02
Gravier (3/8)	0,69
Gravier (8/15)	3,6
Ciment CPJ CEM II/A 42.5 (c)	1,52
Eau	0,83
Fluidifiant (0,5 du poids de ciment) (ml)	1,24ml

Tableau V.1 Compositions optimisées pour une éprouvette $[10 \times 10 \times 40] \text{ cm}^3$.

La masse pour les teneurs en fibres pour 1 m^3 de béton, ainsi pour une éprouvette prismatique de dimensions $[10 \times 10 \times 40] \text{ cm}$, sont données dans le tableau V.7

Fractions volumiques des fibres W%	0,8%
Masses pour 1 m^3 (kg)	63,07
Pour une poutre prismatique $(10 \times 10 \times 40) \text{ cm}^3$ kg	0,25

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

V.3 préparation des éprouvettes

Les éprouvettes prismatiques [10x10x40] cm³ ont été confectionnées pour l'achèvement des objectifs de ce travail. La vue des éprouvettes prismatiques est donnée par la figure V.1.



Figure V.1 Eprouvettes prismatiques

V.4 Confection du béton

Le gâchage comme le malaxage sont des opérations délicates. Il faudrait, d'une part, s'assurer d'une qualité d'enrobage acceptable, une bonne dispersion des fibres et d'autre part, éviter la ségrégation des granulats. La durée du malaxage et la vitesse de malaxage sont des facteurs primordiaux dans l'homogénéité du mélange. De plus, l'ordre d'introduction des constituants dans le malaxeur peut éventuellement influencer les caractéristiques du béton.

Tous les mélanges ont été gâchés en suivant le même protocole, le béton a été réalisé dans un malaxeur à axe verticale. Pour chaque gâchée, 18 poutres sont été réalisés. La figure V.2 montre les éprouvettes prismatiques remplies du béton après malaxage.

Le malaxage du béton se fait comme suit :

- Déversement du sable, gravier et ciment dans le malaxeur et mise en marche pendant 1 min jusqu'à homogénéisation des matériaux.
- Introduction de l'eau de gâchage et super-plastifiant et malaxage pendant 2 min.
- On verse le béton ordinaire dans chacune des 09 éprouvettes qui sont ensuite mises sur une table vibrante pour une durée d'environ 20 à 30 secondes



Figure V.2 éprouvettes prismatiques

L'innovation dans les sciences de la construction passe en partie par le développement de nouveaux matériaux et la maîtrise de leurs propriétés. Le béton fibré est l'un de ces matériaux.

L'incorporation des fibres métalliques se fait au malaxage des granulats. Le mélange se fait à l'état semi sec, les fibres sont incorporées une par une. Le malaxage se fait comme suit :

- Déversement du sable, gravier et ciment dans le malaxeur et mise en marche pendant 1 mn environ jusqu'à homogénéisation,
- Introduire les fibres d'acier une par une aléatoirement, bien malaxé jusqu'à homogénéisation.
- Introduction de l'eau de gâchage et super-plastifiant et malaxage pendant 2 min.
- L'introduction des fibres se fait dans cette dernière phase. Cette dernière phase permet d'assurer une meilleure dispersion des fibres dans le béton et une bonne homogénéisation du mélange.

V.5 Conservation des éprouvettes

Après la confection des échantillons Après 24 heures, les éprouvettes ont été démoulées et conservées dans un bac à eau pendant 28 jours. Après cette cure toutes les éprouvettes ont été stockées dans la salle du laboratoire pour bien sécher jusqu'à la stabilisation de leurs masses. Les éprouvettes ainsi préparées seront soumises aux cycles thermiques (cycles chauffage-refroidissement). Les figures V.3, V.4 et V.4 présente respectivement les éprouvettes après coulage, démoulage de des éprouvettes et la balance utilisé.

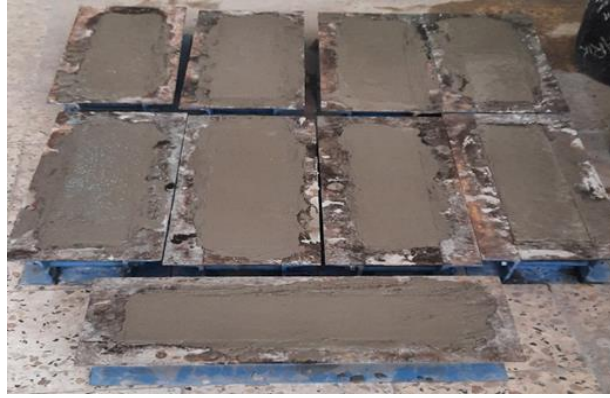


Figure V.3 Epreuves après coulage



Figure V.4 Démoulage des épreuves



Figure V.5 la balance

V.6 Essais thermiques

Chaque cycle (chauffage-refroidissement) est composé de trois phases. La première constitue une rampe de montée en température à une vitesse de $1^{\circ}\text{C}.\text{mn}^{-1}$. La seconde est un palier de température constante dans le four afin d'homogénéiser la température au sein des éprouvettes. Elle dure quatre heures de temps. La dernière phase est une diminution de la température jusqu'à atteindre la valeur ambiante à la vitesse moyenne de $-1^{\circ}\text{C}.\text{mn}^{-1}$. Cette phase de refroidissement des éprouvettes

N'est pas pilotée. Elle se fait de façon naturelle en fonction de la température à l'intérieur du four qui est maintenu fermé. On souhaite en effet s'assurer que l'endommagement induit dans le béton résulte seulement de l'effet de la température.

V.7 Principe de l'essai

Après Cycles de chauffage- Refroidissement Les éprouvettes $[10 \times 10 \times 40] \text{ cm}^3$ sont soumises jusqu'à la rupture à un moment de flexion par application d'une charge au moyen d'un rouleau supérieur et de deux rouleaux inférieurs. Les éprouvettes sont placées soigneusement sur les deux rouleaux d'appui inférieurs et bien centrées de telle sorte que l'axe longitudinal des rouleaux (supérieur et inférieur) soit orthogonal à l'axe de l'éprouvette (voir figure V.6) . Conformément à la norme NF EN ISO 527-2 [Afnor, 2001], le chargement en deux points est effectué à une vitesse de 0.25 mm/mn jusqu'à la rupture. La charge maximale est enregistrée au cours de l'essai ainsi que la courbe contrainte- déplacement. La résistance en traction est obtenue par la formule suivante :

$$\text{Avec } \sigma^t = \frac{3Fl}{2bh^2}$$

- ❖ F: désignant la valeur de la charge maximale appliquée à la rupture. l : distance entre axe d'appuis, $l = 200 \text{ mm}$
- ❖ b : largeur de la poutre, $b = 10 \text{ mm}$ h : hauteur de la poutre, $h = 10 \text{ mm}$.

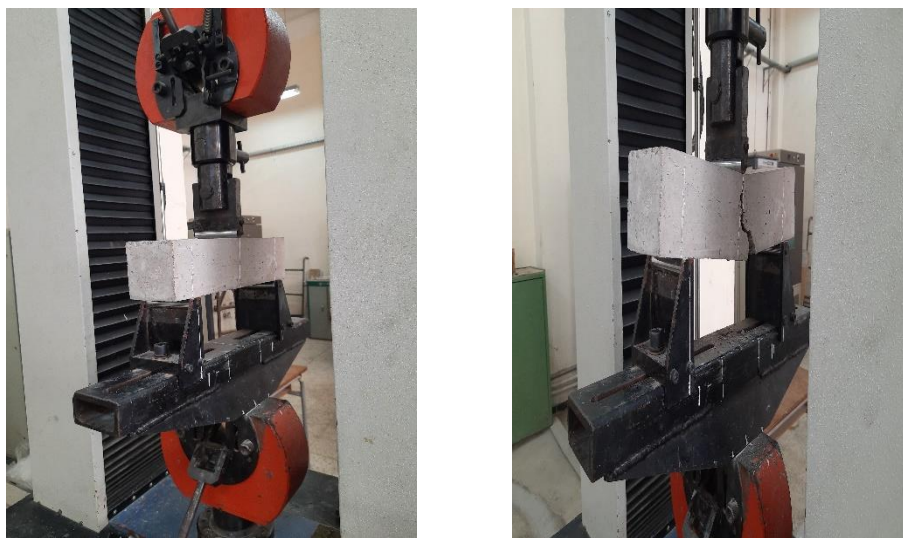


Figure V.6 Dispositif de l'essai flexion 3 points

Le tableau (V.3) illustre mode de rupture des poutres testées lors des essais en flexion 3-points




Température	Après
20°	
600°	
800°	

Tableau V.3 après la rupture des éprouvettes prismatique

V.8 Résultats et discussions

V.8.1 Perte de masse

Pour la détermination de la perte de masse en fonction du cycle de chauffage-refroidissement, les éprouvettes sont pesées avant et après chaque cycle de chauffage-refroidissement. Les éprouvettes issues du chauffage sont pesées directement afin d'éviter tout phénomène de réhydratation avec le milieu ambiant.

L'essai consiste donc à déterminer la perte de matière (ou de masse) qu'ont subi les éprouvettes lors du chauffage par rapport à leur état initial (état avant le chauffage). La perte de masse exprimée en pourcentage est obtenue de la façon suivante :

$$\text{Perte de masse} = \frac{M_0 - M_T}{M_0} \times 100\%$$

Avec :

M_0 : la masse de l'éprouvette à la température ambiante (avant le chauffage),

MT: la masse de l'éprouvette refroidie après le cycle de chauffage-refroidissement. Elles sont pesées à l'aide d'une balance électronique ayant une précision de 0,1g.

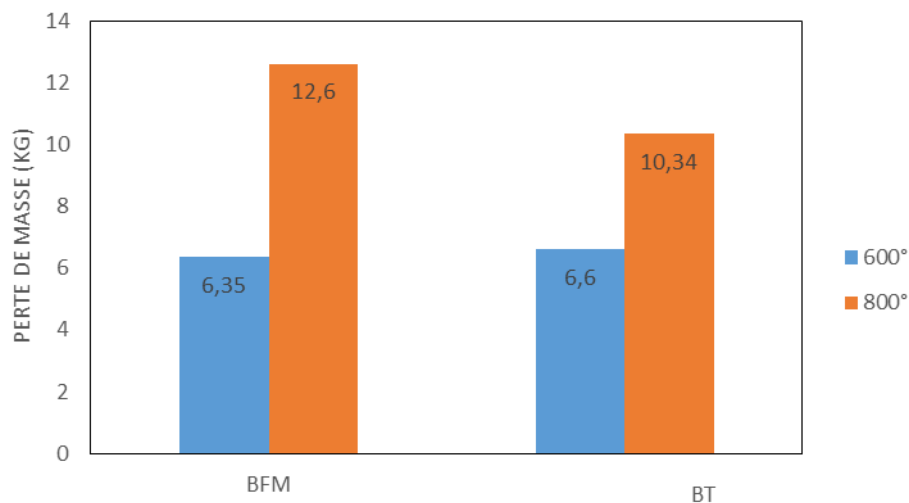


Figure V.7 Perte de masse du béton étudié

Le calcul de la perte de masse est une moyenne de trois valeurs, effectuée sur les éprouvettes prismatiques [10x10x400] cm³. D'après l'histogramme de la figure V.7 on constate que plus la température augmente la perte de masse augmente et la. A 600°C, le béton témoin BT (sans fibres) et le béton renforcé de fibres métalliques ont présenté une perte de masse presque de même grandeur (voir figure V.7). Alors que pour une température de 800°C, c'est le béton de fibres métallique qui a présenté une perte de masse assez importante.

Les courbes représentant la contrainte-déformation à la flexion pour le béton témoin BT (sans fibres), sont données respectivement par les figures (V.8, V.9, V.10).

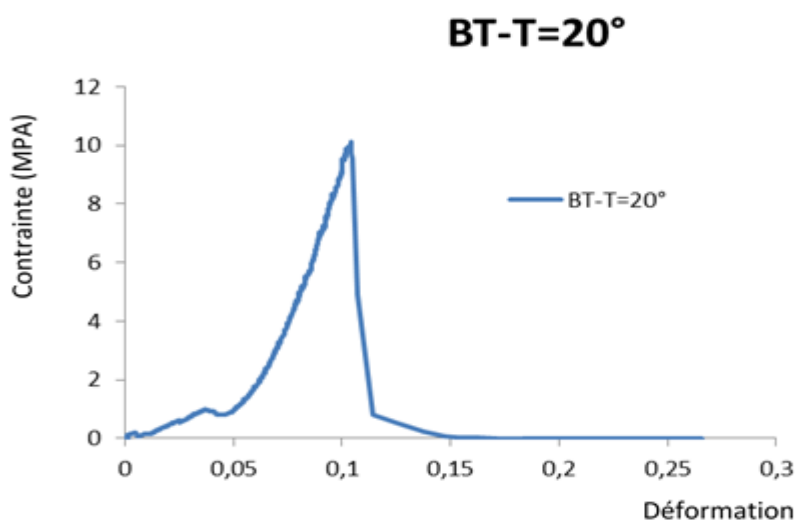


Figure V.8 courbe moyenne béton témoin T=20°

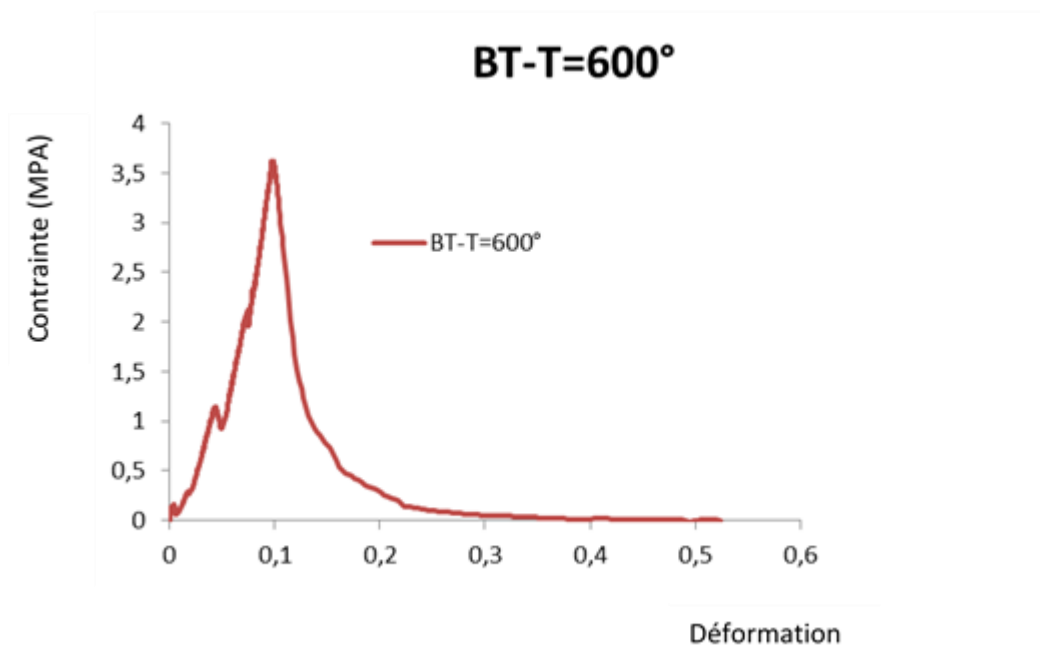


Figure V.9 courbe moyenne de béton témoin T=600°

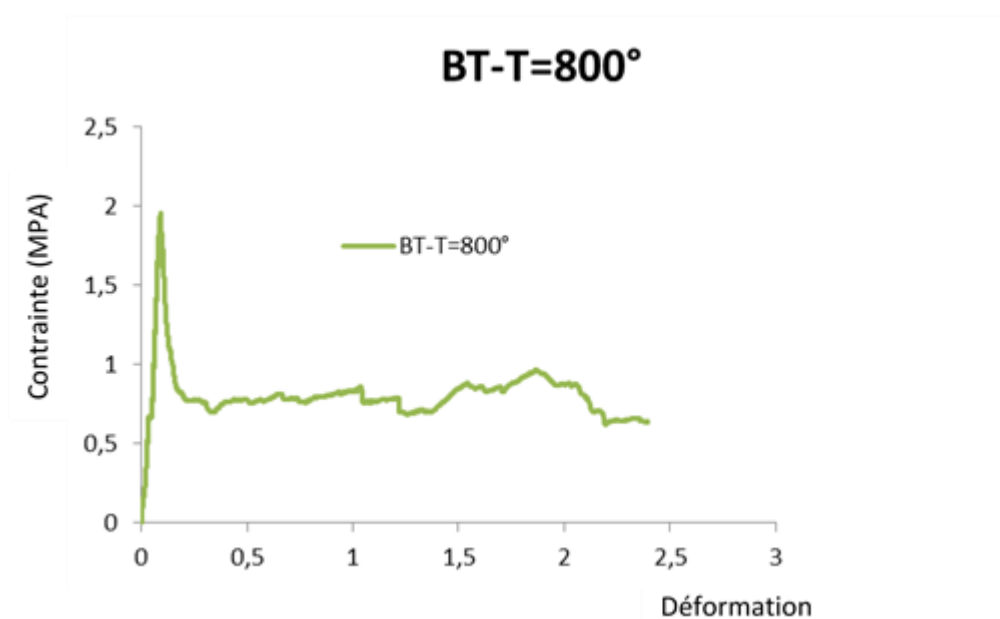


Figure V.10 courbe moyenne de béton témoin T=800°

La Figure IV.11 illustre la superposition des courbes moyennes données par trois essais, qui présente la contrainte-déformation à la flexion trois point pour béton témoin BT (sans fibres).

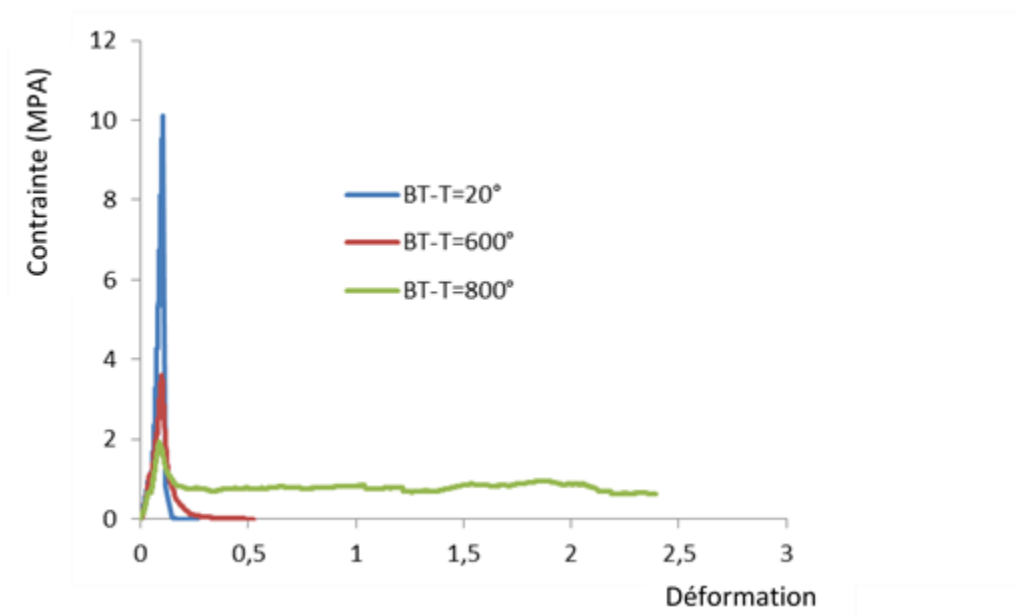


Figure V.11 Superposition des courbes contraintes-déformation du béton témoin (BT)

Les courbes représentant la contrainte-déformation à la flexion pour la fraction volumique ($W=0,2\%$) sont données respectivement par les figures (V.12, V.13, V.14).

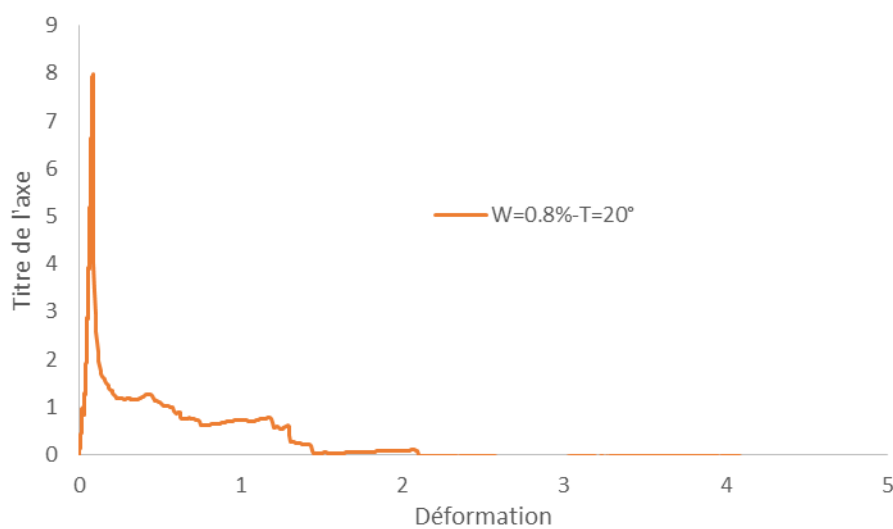


Figure V.12 courbe moyenne béton de fibre T=20°

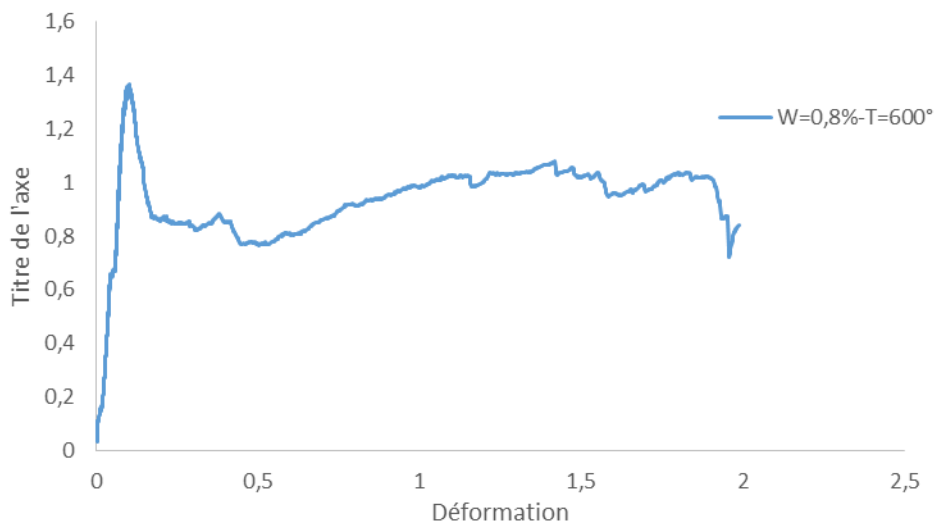


Figure V.13 courbe moyenne béton de fibre $T=600^{\circ}$

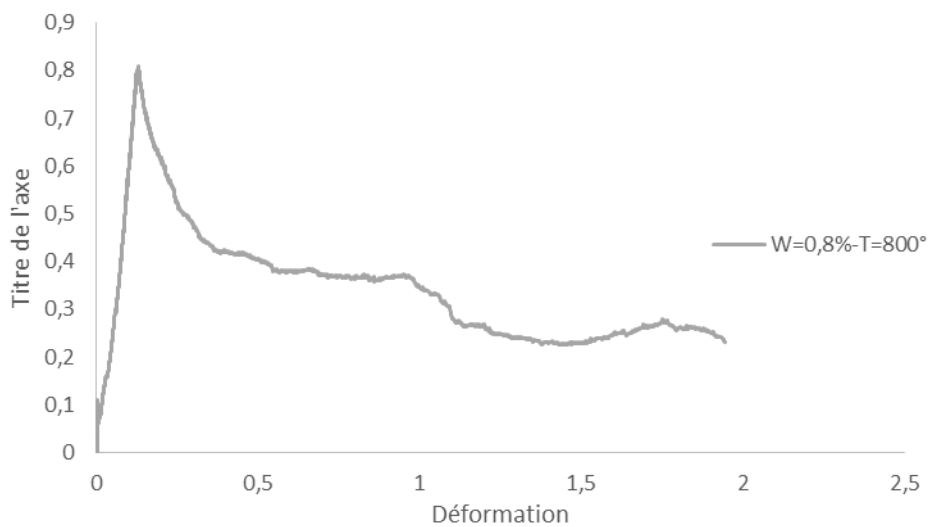


Figure V.14 courbe moyenne béton de fibre $T=800^{\circ}$

La Figure IV.15 illustre la superposition des courbes moyennes données par trois essais pour chaque série de tests, qui présente la contrainte-déformation à la flexion 3-point pour béton de fibre ($W=0,8\%$).

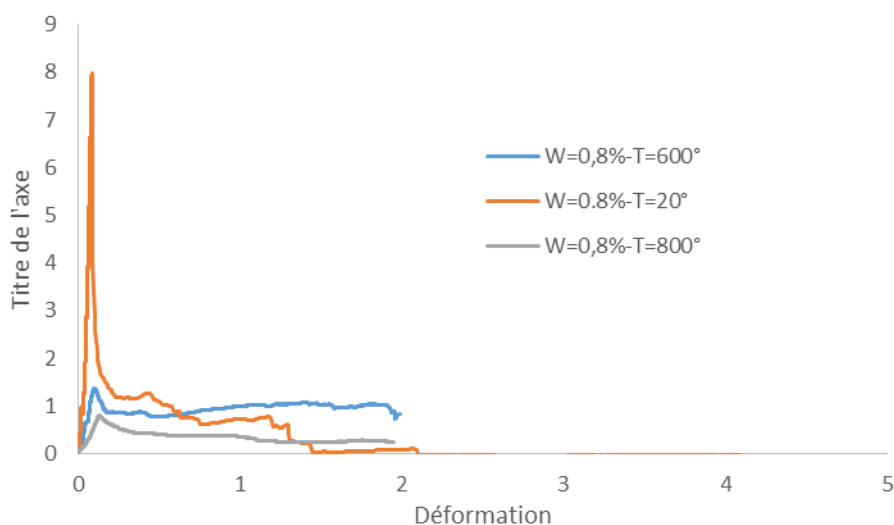


Figure V.15 superposition des courbes contraintes-déformations du béton de fibre à différentes températures

V.8.2 la résistance à la flexion 3-point

Les essais de flexion 3-point ont été réalisés sur les éprouvettes prismatiques ($10 \times 10 \times 40$) cm^3 .

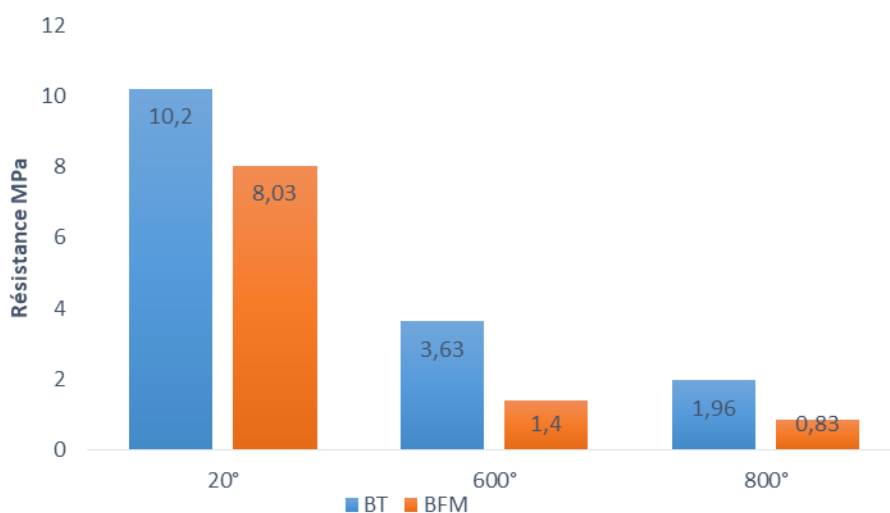


Figure V.16 la résistance à la flexion de différentes températures

Les contraintes maximales en flexion à la rupture du béton témoin BT ($W=0\%$), et béton renforcé de fibres métalliques (BFM) pour la différente température 20°, 600° et 800° sont résumé dans le tableau (V.4).

différentes températures	σ_{\max} [MPa]
Béton témoin a T=20°	10.2
Béton témoin a T=600°	3.63
Béton témoin a T=800°	1.96
Béton W=0,8% à T=20°	8.03
Béton W=0,8% a T=600°	1.4
Béton W=0,8% a T=800°	0.83

Tableau V.4 contrainte-déformation maximale à la rupture

Discussion

La résistance à la flexion d'un matériau peut varier en fonction de la température. Différents matériaux ont des comportements différents à des températures élevées.

À 20°C (température ambiante), de nombreux matériaux ont leur résistance à la flexion maximale. C'est souvent la température de référence pour mesurer la résistance à la flexion d'un matériau.

À 600°C, la résistance à la flexion des matériaux peut diminuer en raison des effets de la chaleur. Certains matériaux, tels que les métaux, peuvent subir une déformation plastique plus importante à des températures élevées, ce qui entraîne une diminution de la résistance à la flexion.

À 800°C, les propriétés mécaniques de nombreux matériaux sont encore plus affectées. La déformation plastique peut être encore plus importante, et certains matériaux peuvent même commencer à perdre leur intégrité structurelle, se déformer ou se fragiliser.

La résistance à la flexion d'un matériau peut varier en fonction de la température en raison des changements de propriétés mécaniques qui se produisent avec l'augmentation de la température. Les matériaux peuvent présenter différentes réponses à la flexion à différentes températures en raison des variations de leur module d'élasticité, de leur limite d'élasticité, de leur ténacité et d'autres propriétés.

Conclusion

La flexion à trois points à différentes températures (20°C, 600°C et 800°C) dépendra des résultats des tests de flexion à trois points à différentes températures dépendront des caractéristiques spécifiques du matériau étudié, de sa composition, de sa microstructure et de sa réponse aux conditions thermiques. Il est important de noter que les résultats expérimentaux réels peuvent varier considérablement en fonction du matériau spécifique et des conditions de test appliquées.

CONCLUSION GÉNÉRALE

CONCLUSION GÉNÉRALE

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

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

Devant ce fait, cette étude expérimentale a été menée dans le but de saisir et comprendre l'impact ou l'effet que peut avoir l'introduction des fibres métallique « issues des déchets d'usinage des pièces en acier », sur le comportement du béton qui est caractérisé par des essais de caractérisation du comportement mécanique des fibres ondulées, des essais de compressions et de flexion (flexion3 –points), porté à hautes températures 600^0 et 800^0 et l'influence des fibres métalliques. Des corps d'épreuve de bétons avec ou sans les fibres (BT) ont été confectionnés qui servent de référence, ainsi par conséquent nous avons constaté ce qui suit :

La méthode dite « Dreux-Gorisse », nous à permis de déterminer la composition du béton utilisée dans cette étude.

Les essais réalisées à fin de caractériser le comportement mécaniques des fibres nous ont permis de déterminer la résistance en traction des fibres utilisées. Il apparaît que la meilleure résistance est de l'ordre $R_m=275\text{MPa}$ pour $n = 3$ (ondulations) et une longueur $L = 80$ mm.

Ces résultats expérimentaux nous ont permis de constater aussi la perte de masse en compression et en flexion (flexion3-points) a diminué avec l'augmentation de la température pour le béton renforcé par des fibres métalliques et le béton sans fibres (BT). D'après l'histogramme de la figure V.15 on constate que plus la température augmente la perte de masse augmente et la. A 600^0C , le béton témoin BT (sans fibres) et le béton renforcé de fibres métalliques ont présentées une perte de masse presque de même grandeur (voir figure V.15).

Alors que pour une température de 800°C, c'est le béton de fibres métallique qui a présenté une perte de masse assez importante.

D'après la courbe (V.19 ,V.24) qui présente la superposition des courbes moyennes force-déplacement du béton renforcé par des fibres métalliques et le béton sans fibres BT (W=0%) on constate, que en augmentant la température une chute de résistance assez importante pour le béton renforcé de fibrés et sans fibres (béton témoin).

Pour l'aspect des éprouvettes cylindriques [16x32] cm² à la sortie du four, on a constaté une apparition de fissures sous forme de faïençage pour les bétons de fibres métalliques, soumis à une température de 800°C a présenté un détachement de matière sur la moitié de la surface latérale des cylindres. Alors que pour les éprouvettes prismatiques [10x10x40] cm³, on n'a pas constaté de détachement de matière.

Le travail présenté dans cette étude nécessite comme tout projet, des raffinements afin de pouvoir obtenir d'autres résultats importants et de tirer des conclusions encore plus précises, c'est-à-dire le renforcement du béton avec d'autres type de fibres, en prenant en considération les conclusions tirées de cette étude à fin d'voir des résultats meilleurs.

Les perspectives envisagées dans ce contexte sont

- Afin d'améliorer les résultats obtenus sur le béton renforcé avec ce type de fibres « déchets d'usinage des pièces en acier » partir de cette étude expérimentales. On s'intéressant à certains paramètres tel que :
- La longueur des fibres.
- La géométrie des fibres (plates, ondulées), réaliser des essais avec des fibres plates au lieu que ondulées à fin de diminuer les vides (cavités) dans la pâte cimentaire.
- Réaliser des essais de compression et de flexion avec un autre type de fibres, avec les mêmes températures (600° et 800°) afin de faire une comparaison des résultats obtenus.

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

- [1] www.lejdd.fr/Societe/Images/Galerie-du-8-Decembre-au-14-Decembre-2008/tunnel-manche-travaux-incendie-35953/.
- [2] www.debunking911.com/madrid.htm.
- [3] **Hager, I.**, Comportement à haute température des bétons à haute performance- évolution des principales propriétés mécaniques, Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées et Ecole Polytechnique de Croatie, 2004.
- [4] **Harmathy, T.Z.**, Moisture in materials in relation to fire test, ASTM, Special Technical Publication, n° 385, 1964, pp. 74-95.
- [5] **Hertz K.**, limits of spalling of fire – exposed concrete. Fire Safety Journal, Vol. 38, 2003, pp. 103-116.
- [6] **Noumowé, N.**, Temperature Distribution and Mechanical Properties of High-Strength Silica Fume Concrete at Temperatures up to 200°C, ACI Materials Journal, Title n° 100-M39, pp. 326-330.
- [7] **Both, R.**, The behaviour of unprotected loaded concrete tunnel linings subjected to RWS hydrocarbon fire, TNO report 2000-R01360, 2000.
- [8] Haddad, R.H., Al-Saleh, R.J., Al-Akhras, N.M., Effect of elevated temperature on bond between steel reinforcement and fiber reinforced concrete, Fire Safety Journal, doi: 10.1016/j.firesaf.2007.11.002, 2007
- [9] ArupFire, HSE, Fire resistance of concrete enclosures, Work Package 1: data collection, Work Package 2: spalling categories, Work Package 5 and 6: Heat transfer modeling in response to two of the HSE design fires, Work Package 7: look-up tables, Work Package 8: spalling guidance, Rev B, 2005.
- [10] Mindeguia, J-C., Contribution expérimentale à la compréhension des risques d'instabilité thermique des bétons, Thèse de doctorat, Université de Pau et des Pays de l'Adour, 2009.

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

[11] **Cruz, C.R., Gillen, M.**, Thermal expansion of portland cement paste, mortar or and concrete at high temperature, *Fire and Materials*, Vol. 4, 1980, pp. 66-70.

[12] **Menou, A.**, Etude du comportement thermomécanique des bétons à haute température : approche multi échelles de l'endommagement thermique, Thèse de doctorat, Université de Pau et des Pays de l'Adour, 2004.

[13] **Pigeon, M., Cantin, R.**, Flexural properties of steel fiber-reinforced concretes at low temperature, *Cement and Concrete Composites*, 20, 1998, pp. 365-375.

[14] **Diederichs, U., Jumpanen, U.M.**, High temperature properties and spalling behaviour of high-strength concrete, *Verlog für architektur und techn.wissenheften*, Ernst & schn, 1992, pp. 191-197.

[15] **Phan, L.T., High-strength** concrete at high temperature- an overview, National institute of standards and technology, High performance concrete 6th International symposium proceeding, Vol. 1, 2002.

Phan, L.T., Carino, N.J., Codes provisions for high strength concrete strength – temperature relationship at elevated temperature, National institute of standards and technology, *Materials and Structures*, Vol. 36, N°256, 2003, pp. 91-98.

[16] **Dias, W.P.S, Khoury, G.A, Sullivan, P.J.E**, Mechanical properties of hardened cement paste exposed to temperature up to 700°C, *ACI Materials Journal*, title n°87-M18, 1990.

[17] **Kanéma, M.**, Influence des paramètres de formulation sur le comportement à haute température des bétons, Thèse de doctorat, Université de Cergy Pontoise, 2007.

[18] **Min, Li, Chun xiang, Q., Sun, W.**, Mechanical properties of high-strength concrete after fire, *Cement and Concrete Research*, Vol. 34, 2004, pp. 1001-1005

[19] **Harada, T., Takeda, J., Yamane, S., Furumura, F.**, Strength, elasticity and thermal properties of concrete subjected to elevated temperatures,

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

International seminar on concrete for nuclear reactors, Germany, Vol. 1, 5 October 1970, pp. 377-406.

[20] **Castillo, C., Durrani, A.J.**, Effect of transient high temperature on highstrength concrete, ACI Materials Journal, title n°87-M7, 1990, pp. 47-53.

[21] **Pimienta, P.**, Le comportement au feu des BHP, Synthèse des travaux du projet national BHP 2000 sur les bétons à hautes performances, Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, pp. 77-124.

REFERRANCE III : CARACTERISATION en traction directe des fibres en copeaux

[1] Casanova, P., Rossi, P., Schaller, I., Les fibres d'acier peuvent-elles remplacer les armatures transversales dans les poutres en béton armé, Bulletin de liaison, LCPC, n° 195, janvier 1995.

[2] Bouafia, Y., Adjrad, A., Utilisation des fibres locales pour renforcement du béton, Séminaire national de génie civil, M'sila (Algérie), 16 et 17 novembre 1997.

[3] Bouafia, Y., Kachi, M.S., Fouré, B., Relation contrainte déformation dans le cas du béton armé de fibres d'acier, Annales de l'ITB, n° 3, juin 2002.

[4] ATLAOUI, D ., Influence des fibres de récupération sur le comportement du béton armé., Thèse de doctorat de Université Mouloud Mammeri de TIZI-OUZOU de 30/01/2014.

RESUME

À température ambiante, les bétons de fibres présentent des caractéristiques mécaniques intrinsèques très satisfaisantes. Cependant, plusieurs questions restent encore posées notamment en ce qui concerne leur comportement lorsqu'ils sont soumis à des conditions extrêmes de hautes températures tels que les incendies. L'objectif de ce travail de recherche est d'étudier et mieux comprendre le comportement à haute température du béton renforcé par des fibrés métalliques (BFM) et béton sans fibres BT (W=0%), ainsi que l'effet de l'évolution de la température sur leur comportement mécanique, par évaluation de la perte de masse résiduelle, la résistance résiduelle en compression et en flexion.

Le béton renforcé de fibres métalliques (BFM) et béton sans fibres BT (W=0%) sont soumis à des différents cycles de chauffage- refroidissement jusqu'à une température maximale de 600°C et 800°C à l'âge de 28 jours. Cette étude a montré que la résistance résiduelle en compression et en flexion des bétons fibrés soumis à une très grande température a diminué par rapport au béton (non soumis à une très grande température).

Mots-clés : Béton de fibres métalliques, hautes températures, renforcement, compression, flexion, caractérisation.

SUMMARY

At room temperature, fiber concretes have very satisfactory intrinsic mechanical characteristics. However, several questions still remain, particularly with regard to their behavior when subjected to extreme conditions of high temperatures such as fires. The objective of this research work is to study and better understand the behavior at high temperature of concrete reinforced with metal fibers (BFM) and concrete without BT fibers (W=0%), as well as the effect of evolution of the temperature on their mechanical behavior, by evaluation of the loss of residual mass, the residual resistance in compression and in bending.

Concrete reinforced with metal fibers (BFM) and concrete without fibers BT (W=0%) are subjected to different heating-cooling cycles up to a maximum temperature of 600°C and 800°C at the age of 28 days. This study showed that the residual compressive and flexural strength of fiber-reinforced concrete subjected to a very high temperature decreased compared to concrete (not subjected to a very high temperature).

Keywords: Steel fiber concrete, high temperatures, reinforcement, compression, bending, characterization.