

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE DJILALI BOUNAAMA DE KHEMIS MILIANA
FACULTE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DE TECHNOLOGIE



POLYCOPIE DU BETON A HAUTES PERFORMANCES

Destiné aux étudiants de Master 2

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structures

Présenté par

Dr. Touhami TAHENNI
Maître de Conférences A, UDBKM

Année universitaire : 2021 /2022

Avant propos

Malgré les avantages multiples du Béton à Hautes Performances (BHP) comme matériau de construction, il reste relativement inconnu aux utilisateurs puisque très peu utilisé dans les structures en béton armé. Il est donc important d'étudier ce matériau sous tous ses aspects dans le but de maîtriser son comportement structural afin de pouvoir l'utiliser comme matériau de construction en composition avec l'acier pour bénéficier pleinement de sa résistance en compression élevée et de sa compacité dense, le rendant un matériau à la fois résistant, durable à long terme et économique.

Le présent polycopié intitulé « *Béton à Hautes Performances* », est le fruit de sept années d'enseignement (2012,2016-2021), il est destiné au étudiants de Master 2, Génie Civil, spécialité : Structures, et disciplines similaires. *C'est une matière au choix 5* de l'Unité d'Enseignement Découverte UED 3.1 conformément au programme d'enseignement exigé par le Comité Pédagogique National du domaine Sciences et Technologique depuis l'année 2016-2017.

Ce support pédagogique qui contient des cours comporte deux grands chapitres fondamentaux. Le premier chapitre présente les caractéristiques physico-mécaniques du BHP avec deux applications avec solutions sur le calcul de déformation à l'état limite de service et les ouvertures de fissure d'une poutre en BHP.

Dans le deuxième chapitre, nous étudions les avantages multiples du béton renforcé en fibres, particulièrement le matériau BHP pour améliorer sa ductilité ; qualité structurale indispensable dans les zones de forte sismicité.

Enfin, nous terminons la structure de ce polycopié par présentation de la liste des références bibliographiques utilisées.

L'auteur souhaite que ce polycopié soit bien présenté, bien rédigé et facile à lire et à maîtriser par les étudiants de la filière de Génie Civil.

SOMMAIRE

Chapitre 01 : Béton à hautes performances : Caractéristiques physico-mécaniques et chimiques

1.1.Introduction	1
1.2.Condition pour obtenir un BHP	3
1.3.Classification des bétons	4
1.4.Avantages d'utiliser un BHP	4
1.4.1. Avantages d'utiliser un BHP pour un maître d'ouvrage	4
1.4.2. Avantages d'utiliser un BHP pour un maître d'œuvre.....	5
1.4.3. Avantages d'utiliser un BHP pour un entrepreneur.....	5
1.4.4. Avantages d'utiliser un BHP pour un producteur.....	5
1.4.5. Avantages pour l'environnement d'utiliser un BHP.....	6
1.5. Quelques exemples d'application du BHP	6
1.5.1. L'édifice Water Tower Place.....	7
1.5.2. L'édifice Scotia Plaza.....	8
1.5.3. L'édifice Two Union Square.....	10
1.5.4. Le Pont de Joigny.....	11
1.5.5. Le Pont de Normandie.....	12
1.6. Sélection des ingrédients du mélange pour formuler un BHP	13
1.6.1. Granulats.....	13
1.6.1.1. Granulats fins : Sable.....	13
1.6.1.2. Gros granulats.....	14
a- Forme et taille maximale.....	14
b- Résistance mécanique.....	14
c- Raideur des granulats.....	15
d- Minéralogie des granulats.....	15
1.6.2. Ciments.....	15
1.6.3. Fluidifiants (superplastifiants).....	16
1.6.4. Ajouts minéraux (ultrafines).....	17
1.7. Application : Production d'un BHP avec des matériaux locaux	18
1.8. Différentes classes du BHP	19
1.9. Propriétés mécaniques des BHP	20
1.9.1. Résistance à la compression.....	20
1.9.2. Résistance à la traction par fendage.....	22
1.9.3. Résistance à la traction par flexion (module de rupture).....	26
1.9.4. Module d'élasticité.....	28
1.9.5. Coefficient de poisson.....	29
1.9.6. Adhérence acier-béton.....	30
1.9.7. Réduction des flèches et des déformations des structures.....	30
1.9.8. Retrait.....	30
1.9.9. Fluage.....	30
1.10. Propriétés chimiques des BHP	31

1.10.1. Imperméabilité.....	31
1.10.2. Résistance aux agents agressifs.....	31
1.10.3. Migration des ions chlores.....	31
1.10.4. Tenue aux attaques gel /dégel.....	31
1.10.5. Carbonatation.....	32
1.11. Propriétés thermiques des BHP.....	32
1.12. Durabilité du BHP.....	32

Chapitre 02 : Béton renforcé de fibres

2.1. Introduction.....	36
2.2. BHP renforcé de fibres métalliques.....	37
2.3. Définition de la ductilité.....	38
2.4. Historique de l'utilisation des fibres.....	39
2.5. Concepts de base.....	40
2.5.1. Comportement en phase élastique.....	42
2.5.2. Comportement en phase inélastique-effet de la fissuration.....	43
2.6. Fabrication des bétons de fibres.....	44
2.7. Propriétés et utilisation des différents types de fibres.....	45
2.7.1. Fibres d'acier.....	45
2.7.2. Fibres de verre.....	47
2.7.3. Fibres organiques.....	47
2.8. Applications des bétons de fibres.....	49
2.9. La formulation des BFM.....	50
2.9.1. Description de la méthode.....	50
2.10. La mise en œuvre des BFM.....	52
2.10.1. Orientation préférentielle des fibres.....	53
2.10.2. Effets de voûte, ou d'écran.....	53
2.10.3. Effets de cheminée.....	53
2.10.4. Ségrégation des fibres.....	54
2.10.5. Appauvrissement en fibres.....	54
2.10.6. Relation entre le rapport longueur /diamètre de a fibre et la maniabilité du BFM...54	
2.11. Comportement mécanique des BFM.....	55
2.11.1. Comportement à la compression.....	55
2.11.2. Comportement en traction des BFM.....	57
2.11.3. Module d'élasticité.....	58
2.11.4. Comportement des BFM vis-à-vis du cisaillement.....	58
2.11.5. Ductilité des BFM.....	60
2.12. Autres propriétés des BFM.....	61
2.12.1. Fluage.....	61
2.12.2. Retrait.....	61
2.12.3. Résistance au feu.....	62
2.12.4. Résistance à la fatigue.....	62
2.12.5. Comportement dynamique.....	62
2.12.6. Durabilité.....	63

Références bibliographiques.....	65
---	-----------

Liste des Figures

Figure 1.1. Classification des bétons en fonction de la résistance à la compression	4
Figure 1.2. L'édifice Water Tower Place-Chicago.....	8
Figure 1.3. L'édifice Scotia Plaza.....	9
Figure 1.4. L'édifice Two Union Square.....	10
Figure 1.5. Le pont de Joigny.....	11
Figure 1.6. Le pont de Normandie.....	12
Figure 1.7. Gain de résistance avec l'âge pour le BHP.....	19
Figure 1.8. Comportement à la compression des bétons à hautes performances (BHP).....	22
Figure 1.9. Essai de traction par fendage.....	23
Figure 1.10. Rupture d'une éprouvette du béton sous forme de fendage.....	23
Figure 1.11. Essai de flexion trois points.....	26
Figure 1.12. Essai de flexion quatre points.....	26
Figure 1.13. Représentation schématique de la microstructure de deux pâtes de ciment fraîches et durcies de rapport E /C égaux à 0.65 et 0.25.....	33
Figure 2.1. Comportement d'un élément fléchi ductile et fragile.....	38
Figure 2.2. Fibres résistantes et matrice fragile.....	41
Figure 2.3. Trois possibilités de relation contrainte-déformation du composite matrice-fibres.....	42
Figure 2.4. Rôle des fibres dans le contrôle de la fissuration du béton.....	44
Figure 2.5. Fissuration en béton à hautes performances.....	44
Figure 2.6. Types et formes de fibres d'acier.....	46
Figure 2.7. Fibres d'acier à crochets aux extrémités.....	46
Figure 2.8. Exemples d'application du béton de fibres.....	50
Figure 2.9. Courbe contrainte-déformation en compression des BO renforcés de fibres d'acier.....	56
Figure 2.10. Courbe contrainte-déformation en compression des BHP renforcés de fibres d'acier.....	56
Figure 2.11. Eprouvette soumise au cisaillement.....	60
Figure 2.12. Résistance au cisaillement d'éprouvette en béton.....	60
Figure 2.13. Résistance au cisaillement de poutres en béton armé.....	60

Liste des Tableaux

Tableau 1.1. Composition du BHP (kg /m ³) utilisé pour la construction de l'édifice Scotia Plaza	8
Tableau 1.2. Quelques caractéristiques du béton durci de l'édifice Scotia Plaza.....	9
Tableau 1.3. Composition du BHP de classe 60 utilisé pour la construction du pont de Normandie.....	13
Tableau 1.4. Evolution des résistances avec l'âge pour le BHP.....	19
Tableau 1.5. Les différentes classes du BHP.....	20
Tableau 1.6. Résistance à la compression du BHP en fonction du rapport Eau /liant.....	21
Tableau 1.7. Variation de la résistance à la compression avec l'âge du béton.....	21
Tableau 1.8. Résistance à la traction en fonction de différentes classes du béton.....	25
Tableau 1.9. Résistance moyenne à la traction (fendage et flexion).....	25
Tableau 2.1. Propriétés physiques et caractéristiques mécaniques des fibres couramment utilisées comme renforts dans les bétons.....	45
Tableau 2.2. Propriétés physico-mécaniques des fibres.....	48

Chapitre 01
Béton à hautes performances :
caractéristiques physico-mécaniques
et chimiques

Chapitre 01 : Béton à hautes performances : caractéristiques physico-mécaniques et chimiques

1.1. Introduction

Le béton est un matériau en perpétuelle évolution, passant de l'empirisme dans ses toutes premières utilisations à une rationalisation de plus en plus scientifique de nos jours. Son utilisation en tant que matériau de construction a été dans un premier temps conditionnée par la sécurité ; puis, peu à peu, il a été utilisé dans un objectif de durabilité des constructions.

Ce facteur «durabilité» est étroitement lié au facteur «économie».

Dans les années 1970, des bétons de résistance supérieure aux bétons usuels ont été développés pour les colonnes de quelques gratte-ciel: il était alors tout à fait légitime d'employer l'expression béton à *haute résistance*. En fait, avec le recul et les progrès technologiques réalisés depuis, on peut considérer que ces premiers bétons à haute résistance étaient simplement des bétons usuels améliorés. Ils étaient fabriqués avec la même technologie que celle utilisée pour fabriquer les bétons usuels, si ce n'est que les matériaux utilisés pour les fabriquer étaient choisis avec beaucoup de soin et étaient bien contrôlés [1]

Avec le développement continu des matériaux cimentaires, la définition même de *performance* a évolué. La toute première fut celle de haute résistance et concernait un béton de 30MPa et plus. Ensuite, un béton avec des résistances entre 40 à 50 MPa fut possible. Vers la fin des années 1970 un béton ayant une résistance à la compression de 60MPa a été produit par des centrales à béton. L'idée de « *haute performance* » est née avec ce béton et on a commencé à s'intéresser, d'une manière générale, au comportement mécanique de ce matériau sous chargement et, à long terme, à sa durabilité.

« Le béton à haute performance a acquis ses lettres de noblesse en étant perçu comme un nouveau type de béton. Ce béton qui ne peut être produit n'importe comment ni par n'importe qui, est très surprenant tant ses performances et ses possibilités d'applications sont vastes. C'est un matériau de haute technologie. La résistance à la compression d'un tel béton peut atteindre des valeurs supérieures à 100 MPa et dans de rares cas 120 MPa à 150 MPa, selon la nature des granulats et son dosage en ciment » [1]

Certains béton sont donc appelés aujourd'hui « béton à hautes performances », voire « béton à très hautes performances ». La résistance en compression de ces bétons dépasse effectivement les 100MPa. Ces bétons sont actuellement développés et utilisés dans des structures réelles [1]. Ceci a été possible grâce à la réduction des vides dans la micro- structure du matériau. Dans un béton classique, les interstices entre les particules solides (graviers, sable, ciment)

sont souvent remplis d'eau à l'état frais, en surplus dans un premier temps afin de permettre une certaine maniabilité de la pâte. A l'état durci cette eau s'évapore et crée de la porosité, néfaste pour la résistance comme pour la durabilité du béton. La densification de l'empilement granulaire a été possible par deux moyens : 1/ l'optimisation de la granulométrie du squelette granulaire par l'ajout de fillers (calcaire, cendres volantes, laitiers) et d'ultras fines (par exemple fumées de silice), 2/ l'ajout de superplastifiant de deuxième génération (à effet stérique et ionique), qui permettent de limiter la quantité d'eau tout en préservant une grande maniabilité de la pâte à l'état frais. Cette limitation optimale de la porosité rend le béton imperméable et élimine donc les risques d'attaques chimiques du béton et des aciers noyés à l'intérieur [2].

Cette réduction des vides est donc grandement liée à la réduction de la quantité d'eau utilisée dans le mélange et dont une partie sert à hydrater le ciment et une autre, en surplus, à rendre le béton maniable. Avec le développement des fluidifiants, il est possible d'améliorer la maniabilité du béton frais et donc de réduire au strict minimum la quantité d'eau en surplus ; l'idéal étant de n'utiliser que la quantité d'eau nécessaire à l'hydratation du ciment sans affecter négativement la maniabilité. Pour cela, un choix adéquat des constituants est indispensable pour minimiser l'absorption d'eau par les granulats et pour que la totalité du ciment réagisse effectivement avec cette eau. L'activité d'un ciment donné n'est jamais totale. On sait que l'eau liée physiquement et chimiquement par hydratation du ciment correspond en théorie à un rapport E/C de l'ordre de 0,42, et que les bétons à hautes performances ont un E/C inférieur à cette valeur, en général entre 0,215 de 0,37. D'autres propriétés des agrégats sont aussi importantes pour l'obtention d'un béton performant et seront étudiés ultérieurement. En Algérie, les bétons sont de très mauvaises qualités en raison de l'empirisme qui règne à nos jours sur les chantiers (préparation- transport- mise en place), de l'absence d'études sur les granulats utilisés et de la faible activité des ciments Algériens. Pourtant, il semble possible de réaliser un béton à hautes performances avec des matériaux entièrement locaux.

Le terme « hautes performances » est cependant utilisé avec un sens relatif car un béton qui est considéré comme ordinaire dans une pratique peut- être considéré comme de hautes performances dans une autre. Dans ce sens, le béton fabriqué en Algérie ayant une résistance à la compression de plus de 40 MPa est considéré comme béton à hautes performances [3].

Hautes performances signifient aussi facilité de mise en œuvre et souplesse d'adaptation aux contraintes d'exécution des ouvrages. En effet, les BHP offrent aussi des qualités intéressantes à l'état frais (rhéologie, pompabilité, etc.) et des performances exceptionnelles aux jeunes âges, ce qui permet par exemple d'accélérer les cadences de fabrication en usine

de préfabrication ou sur chantier ou de pomper le matériau sur de longues distances. En effet, des résistances de 15 à 20 MPa peuvent être atteintes en 24 heures permettant ainsi de décoffrer rapidement mêmes les éléments de structures vulnérables à leur poids et de réutiliser le même coffrage pour avancer la cadence de construction. Ils permettent d'obtenir une certaine esthétique architecturale aux ouvrages, un aspect qui a longtemps fait défaut au béton ordinaire, et pérennise leur servitude et leur durabilité, en réduisant relativement les coûts de maintenance et d'entretien à long terme [4].

Ces performances nettement améliorées sont essentiellement dues à:

- La réduction de la quantité d'eau, réalisée grâce à l'ajout de superplastifiants ;
- L'optimisation de la répartition granulométrique des composants par ajout d'ultrafines.

Cette amélioration des performances est donc due aux récentes avancées technologiques dans le domaine des matériaux, en particulier le développement d'adjuvants plastifiants efficaces qui permettent des formulations de béton avec une forte réduction du dosage en eau tout en conservant une maniabilité adéquate, et l'utilisation d'ultrafines qui complètent les vides du squelette granulaire entre les grains de ciment améliorant ainsi la compacité.

Durant des années, les bétons ayant des résistances à la compression dépassant 40MPa n'étaient disponibles que dans très peu d'endroits. Ceci explique le fait que la majorité des règlements traitant de la conception des structures en béton armé considèrent une résistance à la compression ne dépassant pas 40MPa. Il a fallu attendre les dernières versions du règlement français BAEL [5] et du règlement américain ACI318 [6] pour traiter des résistances allant jusqu'à 60MPa alors qu'actuellement, des résistances à la compression de 100MPa ont été atteintes pour des structures réelles (par exemple des passerelles à Sherbrooke –Canada- ou à Séoul -Corée du sud) et largement dépassées en laboratoire sur certains bétons, appelés Bétons à Ultra Hautes Performances (BUHP et BFUHP).

Le Béton à Hautes Performances (BHP) avec des résistances élevées offre à la construction une durabilité meilleure à long terme et permet des économies de matériaux allant jusqu'à 40 % [7,8].

1.2. Condition pour obtenir un BHP

Notons que pour obtenir un BHP, il faut :

- Une sélection de granulats résistants et une granularité permettant d'obtenir une compacité optimal du béton et une meilleure adhérence avec la pâte de ciment.
- Le choix d'un ciment portland avec moins de C_3A , composée à vide d'eau.
- L'utilisation des ajouts minéraux tels que la fumée de silice ou laitier de hauts fourneaux.

- L'utilisation d'un rapport E/C au dessous de 0,4 (quantité d'eau réduite au strict minimum).
- L'utilisation des superplastifiants pour compenser la perte de maniabilité.

1.3. Classification des bétons

La classification actuelle des bétons est basée sur la résistance en compression à 28 jours (Figure 1.1). Un Béton Ordinaire (BO) à une résistance comprise entre 20 et 40 MPa, un Béton à Hautes Performances (BHP) à une résistance située entre 40 et 80 MPa (BAEL 91), Pour des valeurs comprises entre 80 et 120 MPa, on parle de Bétons à Très Hautes Performances (BTHP) et au-delà, de Bétons à Ultra Hautes Performances (BUHP) tel que les Bétons de Poudres Réactives (BPR).



Figure 1.1. Classification des bétons en fonction de la résistance à la compression.

f_{c28} (MPa)

La réglementation française pour le dimensionnement de structures en béton armé et précontraint (BAEL99 et BPEL99) est valable pour des bétons dont la résistance varie entre 20 et 60 MPa. L'utilisation de bétons de résistance supérieure à 60 MPa est donc appelée à être développée par les constructeurs dans un avenir proche.

1.4. Avantages d'utiliser un BHP

1.4.1. Avantages d'utiliser un BHP pour un maître d'ouvrage

Dans la plupart des cas, la nature du matériau utilisé pour construire une structure a peu d'intérêt pour le maître d'ouvrage tant que ce matériau satisfait les exigences fonctionnelles qu'il s'est fixées, et cela à un prix acceptable. Les propriétaires porteront beaucoup plus d'attention au choix du matériau de recouvrement de la structure pour des questions d'esthétiques et de prestige. En stipulant que tous les occupants des derniers étages de l'édifice Two Union Square à Seattle, devaient pouvoir bénéficier du même confort que ceux du rez-de-chaussée, quelle que soit la vitesse du vent, le promoteur à indirectement fait penché la balance vers un choix constructif plus rigide, tel qu'une structure en BHP, plutôt que vers celui de l'acier. En imposant des délais de construction très serrés pour construire le pont de l'Ile de Ré et le pont de la Confédération au Canada, les maîtres d'ouvrages ont indirectement favorisé le choix d'un BHP puisque c'était la seule façon d'accélérer la construction de ces ponts en préfabriquant des éléments de 40 à 80 tonnes dans le cas du pont de l'Ile de Ré et de 7500 tonnes dans le cas du pont de la confédération [1].

1.4.2. Avantages d'utiliser un BHP pour un maître d'œuvre

De prime abord, le concepteur semble être celui qui prend la décision finale sur le choix d'un matériau de construction. Cependant, quand on y regarde de près, cette décision finale doit s'accommoder d'une variété de conditions ; par exemple, le maître d'œuvre doit satisfaire les exigences fonctionnelles et les exigences esthétiques du maître d'ouvrage en tenant compte de toutes les contraintes technologiques imposées par les codes de construction. Dans la plupart des cas, la décision finale du concepteur est surtout basée sur sa perception technique et économique du marché de la construction à l'endroit même où la structure doit être érigée [1]. En optant pour un BHP pour construire le Water Tower Place à Chicago en 1960, le maître d'œuvre a pu réduire la section des colonnes dans les étages inférieurs, ce qui a permis de diminuer le poids de l'édifice sur les fondations et d'augmenter les espaces de location. En diminuant progressivement la résistance à la compression du béton dans les colonnes des étages supérieurs, l'entrepreneur a pu utiliser les mêmes coffrages préfabriqués en acier permettant ainsi au maître d'œuvre de diminuer les coûts de construction [1].

1.4.3. Avantages d'utiliser un BHP pour un entrepreneur

Bien que l'entrepreneur ne joue pas un rôle significatif lors de la sélection des matériaux qui seront employés pour construire une structure, dans certains projets il a la possibilité d'offrir des solutions alternatives et il peut recommander d'utiliser un matériau qui, selon son expérience, est plus économique. Par exemple, un entrepreneur peut convaincre un maître d'ouvrage d'utiliser un béton plus résistant en lui faisant valoir les économies qu'il pourrait réaliser sur le coût total de la structure. Quand la compagnie Bouygues a décidé de préfabriquer les voussoirs de l'Ile de Ré avec un béton de 70MPa plutôt qu'avec le béton de 40MPa préconisé dans le cahier des charges [1], l'augmentation du coût unitaire du béton qui était relativement modeste n'avait que peu de répercussion sur le coût total de l'ouvrage lorsque l'on envisageait toutes les économies réalisées grâce à la rapidité d'exécution.

1.4.4. Avantages d'utiliser un BHP pour un producteur

Les producteurs de béton ont été habitués pendant très longtemps à vendre leurs produits dans des structures de type plutôt horizontal laissant le marché des structures verticales à l'acier, tout au moins en Amérique du Nord. Comme il est assez facile de produire et de livrer un béton de 20 à 30MPa et qu'il n'y a pas lieu d'exercer des mesures de contrôle de qualité particulièrement difficiles, les producteurs de béton prêt à l'emploi se livrent une concurrence sans merci dans les zones urbaines où le béton est utilisé de façon intensive.

Le BHP est un matériau de haute technologie que l'on ne fabrique pas si facilement. Sa mise au point demande un effort de recherche au niveau des matières premières disponibles sur le marché. Le contrôle de la qualité qu'il faut exercer tant sur les matières premières que sur le produit fini est absolument essentiel et doit être soutenu par une promotion à l'intention des maîtres d'oeuvre de façon à leur montrer quel est le meilleur usage que l'on peut faire des BHP pour créer des structures plus élégantes et plus économiques.

D'un point de vue pratique, en générale, la quantité de BHP que l'on retrouve dans une structure de grande envergure, un gratte-ciel par exemple, peut ne représenter que 10 à 20% du volume total du béton qui sera finalement utilisé pour construire toute la structure [1]. Comme la fabrication de BHP nécessite une approche spéciale, les producteurs de béton intéressés à développer ce marché doivent se souvenir que, finalement, le succès de l'opération commence par le développement d'une bonne équipe de contrôle de qualité, d'un bon département de support technique et d'une stratégie bien définie de mise en marché. Evidemment, cela exige certains investissements en équipement et en personnel. Ce genre de pari sur le futur a été profitable pour un certain nombre de producteurs de béton [1].

1.4.5. Avantages pour l'environnement d'utiliser un BHP

Chaque fois que l'on utilise un BHP à la place d'un béton ordinaire, il est facile de démontrer que l'on utilise de façon beaucoup plus efficace le pouvoir liant du ciment portland. Le rapport eau/ciment élevé des bétons ordinaires conduit à fabriquer un matériau poreux ayant une microstructure et une durabilité particulièrement faibles. Puisque la production du ciment portland consomme beaucoup d'énergie et dégage au minimum 600kg de CO₂ par tonne de ciment produit, fabriquer et utiliser un béton de rapport E/C élevé est un geste de gaspillage d'une matière première à très haut contenu énergétique. Pour s'en convaincre, il suffit de comparer le coût de tous les matériaux nécessaires pour supporter une certaine charge dans un élément structurel en béton ordinaire ou en BHP. En construisant avec un BHP, on utilise finalement beaucoup moins de ciment et moins de granulats pour reprendre les mêmes efforts structuraux [1].

1.5. Quelques exemples d'application du BHP

Les exemples d'application du BHP présentés dans la suite, ne représentent qu'un nombre très limité de projets dans lesquels le BHP a été utilisé. Dans chacun des cas, on décrit de façon générale le projet et on essaie de démontrer la pertinence du choix d'un BHP dans un tel type de construction.

1.5.1. L'édifice Water Tower Place

L'édifice de 86 étages Water Tower Place a été construit au centre ville de Chicago en 1970 (Figure 1.2). Bien que la résistance à la compression de 62 MPa du béton utilisé dans les colonnes de la partie inférieure de l'édifice ne paraisse pas particulièrement élevée en l'an 2000, il faut se rappeler que cette résistance à la compression a été obtenue à une époque où les superplastifiants de deuxième génération n'étaient pas encore utilisés pour fabriquer des BHP. A cette époque, seuls des réducteurs d'eau à base lignosulfonate étaient commercialisés et, par conséquent, il était impossible d'obtenir des résistances à la compression beaucoup plus élevées. Le ciment a été choisi avec beaucoup de soin parmi tous ceux qui étaient disponibles dans la région de Chicago à cette époque.

Plusieurs réducteurs d'eau commerciaux ont aussi été mis à l'essai avec le ciment choisi de façon à trouver le meilleur couple ciment /adjuvant. L'objectif final de ce programme était de produire un béton qui piégeait le moins de bulles d'air possible et qui conservait un affaissement de 100 mm au moment de sa mise en place sans que son durcissement ne soit trop retardé par l'utilisation d'un fort dosage en réducteur d'eau. De façon à diminuer au maximum la quantité d'eau nécessaire pour obtenir un affaissement de 100 mm sur le chantier, 15 % de la masse de ciment a été substitué par de la cendre volante silico-alumineuse. L'utilisation de cette cendre volante a permis de réduire de façon significative la quantité d'eau de gâchage et de produire un béton ayant l'affaissement désiré.

Le BHP a été utilisé pour construire les colonnes des 13 premiers étages. Dans les étages suivants, la même section de colonne a été conservée, mais la résistance à la compression du béton que l'on y plaçait a diminué progressivement à 50, puis 40, puis 35 MPa. Dans les derniers étages, la résistance à la compression a été réduite à 30 MPa, résistance à la compression des bétons usuels utilisés à l'époque à Chicago pour construire des colonnes dans les gratte-ciel. Quelques colonnes ont été instrumentées pour étudier le comportement à long terme de ce premier [1].



Figure 1.2. L'édifice Water Tower Place-Chicago.

1.5.2. L'édifice Scotia Plaza

L'édifice Scotia Plaza est un gratte-ciel de 68 étages, de 275 m de hauteur construit en 1986 et 1987 dans le centre ville de Toronto au Canada (Figure 1.3). Ce gratte-ciel a été construit entièrement avec un BHP ayant une résistance caractéristique de 70 MPa. Il s'agit du premier gratte-ciel canadien construit avec un BHP ayant une résistance à la compression aussi élevée. A l'heure actuelle, de nombreux autres gratte-ciel ont été construits avec des bétons de 70 MPa ou ayant des résistances supérieures, mais à divers titres, la construction de l'édifice Scotia Plaza représente une étape importante dans le domaine de l'utilisation des BHP au Canada et doit probablement être considéré comme l'une des premières utilisations d'un laitier de haut fourneau dans la fabrication d'un BHP [1].

Le béton développé pour ce projet se composait d'un mélange de ciment portland, d'un laitier très finement broyé et de fumée de silice (Tableau 1.1).

Tableau 1.1. Composition du BHP (kg/m^3) utilisé pour la construction de l'édifice Scotia Plaza.

Matériaux hydrauliques				Granulats		Adjuvants	
Eau	Ciment	Fumée de Silice	Laitier	Gros	Fin	Réducteur d'eau	Superplastifiant
145	315	36	135	1130	745	0.835	6

Durant la construction de l'édifice qui s'est échelonnée sur deux ans, le béton a été mis en place par des températures variant entre 20°C et 35°C. Durant l'été, de façon à maintenir la température du BHP livré sur le chantier inférieure à 25°C, il a fallu refroidir le BHP avec de l'azote liquide. Ce béton a été préparé dans une centrale doseuse, c'est-à-dire qu'on le malaxait directement dans les camions toupies. Il a fallu développer une séquence et une procédure de chargement particulières de façon à obtenir un béton assez facile à reproduire.

La procédure développée à été très efficace puisque la résistance à la compression moyenne mesurée à partir d'essais effectués sur les 142 livraisons était de 93.6 MPa à 91 jours avec un coefficient de variation de 7.30%. Si l'on accepte qu'un essai sur dix puisse être inférieur à la résistance caractéristique, cette dernière était de 85 MPa, c'est-à-dire qu'elle était bien plus élevée que les 70 MPa exigés par les devis. Durant la construction de ce gratte-ciel, un programme de contrôle de la qualité très minutieux a été développé et les résultats obtenus ont démontré que le producteur de béton a pu maintenir un contrôle exceptionnel du béton qu'il a fourni si l'on tient compte du fait que la production du béton s'est étalée sur 20 mois par des températures extérieures variant entre 20 °C et 35 °C. Le Tableau 1.2 résume les résultats obtenus.

Tableau 1.2 : Quelques caractéristiques du béton durci de l'édifice Scotia Plaza.

Age (jour)	2	7	28	56	91
Livraison testées	124	149	149	146	142
f'_c (MPa)	61.8	67.1	83.7	89.5	93.6
f_t (MPa)	5.5	4.7	6.1	6.1	6.8
v (%)	8.9	7.0	7.3	6.8	7.3



Figure 1.3 : L'édifice Scotia Plaza.

Le propriétaire a été satisfait que le béton ait une résistance plus élevée que celle prévue. Le producteur de béton a fourni cette résistance additionnelle sans aucun surcoût parce qu'il savait que la construction d'un deuxième édifice au centre ville de Toronto était prévue : le Two Place Adelaide. Pour pouvoir résister aux charges dues au vent, les concepteurs en étaient arrivés à la conclusion que l'utilisation d'un béton de 70 MPa n'était pas compétitive par rapport à une structure en acier. Par contre, si la résistance caractéristique du béton était de 85 MPa, la solution en BHP devenait plus économique que la solution en acier, car elle

permettait en particulier de récupérer des places de stationnement sur les sept étages souterrains à cause de la plus faible dimension des colonnes en BHP de 85 MPa.

1.5.3. L'édifice Two Union Square

L'édifice Two Union Square, construit en 1998 à Seattle, dans l'état de Washington, présente un certain nombre de particularités intéressantes. Cet édifice de 58 étages a nécessité une technique innovatrice de contreventement : quatre tuyaux d'acier de 3 m de diamètre ont été remplis avec un béton de 130 MPa (Figure 1.4). L'édifice comporte aussi des colonnes composites sur sa périphérie. En outre, aux 35^e et 38^e étages, des renforts diagonaux ont été prévus pour relier les colonnes centrales aux colonnes périphériques [1]. Le béton mis en place dans les colonnes de l'édifice Two Union Square était encore en 1998 le plus résistant jamais utilisé dans un projet de construction. Même si l'édifice était conçu avec une résistance à la compression de 90 MPa, il a fallu atteindre la barre des 130 MPa pour assurer un module élastique de 50 GPa, c'est-à-dire un module élastique deux fois plus élevé que celui des bétons usuels. La fabrication d'un BHP de chantier de 130 MPa n'est pas chose facile. Cette résistance à la compression élevée a pu être obtenue parce que le producteur de béton a pu disposer de matériaux de très grande qualité à Seattle. Il a utilisé un ciment portland de type I/II à faible teneur en alcalis qui présentait une bonne réactivité rhéologique aux dosages importants en superplastifiant qu'il fallait utiliser pour obtenir un rapport eau /liant aussi faible que 0.22. Le contrôle de ce BHP a soulevé un certain nombre de critiques. Les essais ont été effectués sur des cylindres de 100 x 200 mm après qu'une étude préliminaire ait montré que ces cylindres étaient moins sensibles à des variations de conditionnement sur chantier. Les cylindres ont été coulés dans des moules en acier et pilonnés de façon à obtenir des résultats très cohérents. L'utilisation de ces cylindres de petites dimensions augmentait la résistance mesurée en moyenne de 8% par rapport à celle obtenue sur des cylindres de 150 x 300 mm.



Figure 1.4. L'édifice Two Union Square.

1.5.4. Le Pont de Joigny

Le pont de Joigny (Figure 1.5) a été construit en 1988 sur l'Yonne à 150 km au sud-est de Paris. Il s'agit du premier pont conçu et construit en France avec un BHP. Il a une longueur totale de 114 m, il est composé de trois portées de 34, 46 et 34 m de longueur. Le pont a été instrumenté et un suivi a été exercé depuis sa mise en place et sa post-contrainte. Le pont a été construit à partir de matériaux locaux par deux petites usines de béton qui n'avaient jamais produit de BHP [1].

Du point de vue économique, cette construction est assez intéressante puisqu'une conception utilisant un béton usuel a aussi été considérée de façon à effectuer une comparaison économique entre les deux types de béton, par exemple le volume de béton était de 1395 m³ pour un béton de 35 MPa et de 985 m³ seulement pour un béton de 60 MPa. Cette réduction de 30% du volume de béton a permis de diminuer les charges sur les piliers, les culées et les fondations.

Des essais de laboratoire ont permis de définir la composition optimale des bétons qui devaient avoir une grande maniabilité de façon à pouvoir être pompés sur 120 m de longueur, tout en ayant une résistance à la compression de 70 MPa. L'affaissement moyen du BHP était de 220 mm, avec une valeur minimale de 190 mm et une valeur maximale de 250 mm. La résistance à la compression moyenne mesurée sur des cylindres de 160 x 320 mm a été de : 26.2 MPa à 03 jours, 53.6 MPa à 07 jours, 78 MPa à 28 jours et 102 MPa à un an. L'écart type à 28 jours était de 6.8 MPa.

La résistance moyenne au fendage mesurée sur des éprouvettes de même dimension était égale à 5.1 MPa à 28 jours. A 57 jours, des carottes de 150 mm de diamètre prélevées à même la structure avaient une résistance moyenne de 86.1 MPa.



Figure 1.5. Le pont de Joigny.

1.5.5. Le pont de Normandie

Lorsqu'il a été construit en 1993, le pont de Normandie était le plus long pont haubané au monde. Ce pont a une longueur totale de 2141 m et sa travée centrale a une longueur de 856 m (Figure 1.6). Le tablier a une largeur de 21 m, il comporte quatre voies de circulation pour automobiles et deux voies pour les piétons et les bicyclettes. La portée centrale est composée de trois parties : deux sections de béton de 116 m de long érigées en place par encorbellement à partir des deux pylônes et une section centrale de 624 m de long construite avec des voussoirs préfabriqués en acier placés par encorbellement. Les voussoirs en béton et en acier ont la même section.

La construction de ce pont a nécessité l'utilisation d'environ 70000 m³ de béton, dont 35000 était de classe B60 (résistance caractéristique de 60 MPa à 28 jours). La résistance moyenne du béton basée sur l'analyse de 938 essais effectués sur des cylindres de 160 x 320 mm, était de 79 MPa avec un écart type de 5.4 MPa et un coefficient de variation de 6.9%. Il est intéressant de remarquer que tous les essais ont été effectués en utilisant la méthode de la boîte à sable [1].

Des études préalables avaient montré que dans ce domaine de résistance il n'y avait pas de différence entre les résultats obtenus avec cette technique d'essai et ceux obtenus à partir de cylindres dont les extrémités avaient été polies. La résistance au fendage de ce BHP a aussi été vérifiée de façon particulière : les 311 essais effectués sur des cylindres de 160 x 320 mm ont démontré que la résistance au fendage moyenne était égale à 5.6 MPa avec un écart type de 0.5 MPa et un coefficient de variation de 8.8%.



Figure 1.6. Le pont de Normandie.

La composition du BHP utilisé est présentée dans le Tableau 1.3. Le granulat fin était un sable naturel de 0 /4 mm et le gros granulat était un gravier semi-broyé ayant un

diamètre maximal de 20 mm. Le superplastifiant utilisé était à base de mélamine modifiée et le ciment était un ciment composé ayant une teneur en fumée de silice de 8%.

Tableau 1.3. Composition du BHP de Classe 60 utilisé pour la construction du pont de Normandie.

	Eau	Ciment	Fumée de silice	Granulat		Superplastifiant
				Fin	Grossier	
0.36	155	425	34	770	1065	11.7

1.6. Sélection des ingrédients du mélange pour formuler un BHP

Les BHP sont préparés en sélectionnant de façon très soignée chacun des ingrédients qui les constituent. La performance et la qualité de chacun des ingrédients que l'on utilise pour fabriquer un BHP deviennent critiques à un moment donné au fur et à mesure qu'augmente la résistance visée. L'absence de méthode de formulation des BHP est évidente et ce n'est pas avec n'importe quel granulat, n'importe quel ciment et n'importe quel adjuvant réducteur d'eau que l'on peut fabriquer un BHP économiquement fiable. Cependant, et à travers la littérature existante, un cheminement est tracé dans ce qui suit afin d'aider à l'élaboration de ce matériau. Ce cheminement consiste en:

- Un choix plus rigoureux des constituants, traduisant ainsi l'aspect qualitatif
- Le dosage de ces constituants, traduisant l'aspect quantitatif

Ce cheminement sera surtout une aide à la formulation d'un BHP car il n'existe pas de «recettes infaillibles» pour l'obtention de ce matériau.

1.6.1. Granulats

Les granulats occupent environ 70% du volume du béton et donc, en vertu de cela, ont une influence directe sur les propriétés de ce matériau, aussi bien à l'état frais qu'à l'état durci.

1.6.1.1. Granulats fins : Sable

Le sable servant à la fabrication d'un BHP doit avoir un module de finesse supérieur à 2.8.

Un module de finesse inférieur à 2.5 rend le béton collant et donc difficile à compacter et moins résistant. Ce type de sable a une surface spécifique plus importante et donc nécessite plus d'eau. La granulométrie du sable n'a pas d'influence à court terme vu que le BHP contient en général une proportion importante d'éléments fins. Leur influence est surtout sur la quantité d'eau requise et dans ce sens, augmenter légèrement le module de finesse est toujours souhaité. A long terme, une granulométrie continue donne de meilleures résistances que celle

discontinue. Les grains de sable doivent avoir une forme arrondie ou à la limite cubique de façon à ne pas contenir des particules plates ou allongées. La surface spécifique sera ainsi réduite ce qui réduira la quantité d'eau requise. La forme très angulaire demande beaucoup d'eau et doit être évitée. De plus, la forme arrondie ou sphérique, telle le sable roulé, augmente la compacité du matériau et par conséquent augmente la résistance et améliore la durabilité du matériau [2].

1.6.1.2. Gros granulats

Le choix du gros granulat se fait selon plusieurs facteurs: sa forme et sa dimension maximale, sa résistance mécanique, sa raideur et enfin sa minéralogie.

a - Forme et taille maximale

Les granulats concassés ont une rugosité supérieure à celle des granulats roulés, ce qui favorise l'adhérence entre la pâte de ciment et le granulat et ainsi donne une meilleure résistance; le gain en compacité des formes arrondies étant contrecarré par la mauvaise adhérence des granulats roulés (sphériques). Cependant les formes très anguleuses chez les granulats concassés « poinçonnent » la pâte de ciment en présence de chargement externe et les granulats roulés sont préférables de ce point de vue. Une angularité accentuée demande aussi beaucoup d'eau pour être maniable. Ainsi pour le BHP le granulat idéal doit être concassé, propre, de forme cubique, à angularité réduite et contenant le moins possible de particules plates ou allongées du fait de la faible résistance au plan de fissuration de ces dernières [8,9].

Pour la taille maximale du granulat, les travaux ont montré [8,10] que pour une résistance optimale du béton avec une quantité de ciment élevée et un rapport E/C faible, cette dimension doit être gardée entre 9.5 et 12.5 mm. Ceci s'explique par le fait qu'il y a peu de concentration de contraintes autour des particules, causée par la différence des modules de déformation de la pâte de ciment et des granulats, quand leur dimension est faible. En d'autres termes, réduire la dimension maximale du granulat, c'est réduire ses plans de faiblesse pour qu'il ne se casse pas sous des résistances de plus en plus élevées.

b- Résistance mécanique

Pour produire un béton de haute résistance, il faut au moins utiliser des granulats qui ne se cassent pas avant la pâte de ciment durcie. Donc une résistance élevée du granulat contribue à obtenir un béton résistant [11,12]. L'utilisation de granulats de faible résistance mécanique conduit à des plans de ruptures inter- granulaire dans le béton.

c- Raideur des granulats

La différence entre les modules de déformation des granulats et de la pâte liante induit des concentrations de contraintes dans cette dernière (autour du granulat) qui peuvent nuire à l'adhérence granulat - pâte de ciment durcie. Pour réduire cet effet, le granulat utilisé en BHP doit avoir un module de déformation aussi voisin que possible de celui de la pâte de ciment. Ainsi les déformations différentielles à l'interface granulat- pâte liante vont être réduites et l'adhérence entre les deux constituants du béton ne va pas être affectée.

d- Minéralogie des granulats

L'adhérence pâte de ciment - granulat est le facteur déterminant dans le développement de résistances élevées d'un béton, et donc, la minéralogie des granulats doit promouvoir cette adhérence. Dans ce sens, certains types de granulats tels que les calcaires s'associent chimiquement à la pâte de ciment. Dans le même temps, des réactions néfastes peuvent aussi se produire comme les alcali-réactions qui produisent des gels gonflants induisant une fissuration et donc une détérioration du béton.

Les granulats peuvent aussi absorber de l'eau en petite quantité, jouant le rôle de petits réservoirs d'eau de cure distribués à travers le béton pour abaisser ainsi la chaleur d'hydratation de ces pâtes de ciment à faible rapport E/C.

1.6.2. Ciments

Le choix du ciment portland pour le béton à haute performance est important. Pour obtenir de bonnes résistances mécaniques, il est souhaitable de moulinier le clinker finement; ainsi, pour un même dosage, on augmente la proportion d'hydrates dans le béton durci par rapport aux anhydres. Cependant, cette proportion d'hydrates est limitée par la quantité d'eau disponible dans le mélange. La finesse du ciment augmente son degré d'hydratation et donc donne au béton une résistance élevée. La surface spécifique du ciment doit être de l'ordre de 3500 à 4000cm²/g. La surface spécifique est d'autant plus importante que la finesse est élevée et, dans ce sens, le risque d'obtenir une prise instantanée dès le gâchage est élevé. Une finesse élevée peut aussi entraîner une forte chaleur d'hydratation qui induit des contraintes thermiques et donc une fissuration de peau surtout dans les pièces massives. Ceci conduit à limiter la finesse du broyage en plus du coût requis pour une finesse élevée (taille des grains supérieure à un micron).

Parmi les quatre constituants chimiques essentiels du ciment Portland (C₃S ; C₂S ; C₃A ; C₄AF), l'aluminate tricalcique (C₃A) est le premier à s'hydrater suivi du C₃S (principal responsable des résistances élevées). Si l'hydratation rapide du C₃A peut donner des

résistances au jeune âge souvent intéressantes, il peut en revanche provoquer le raidissement du béton et conduit donc à des problèmes de maniabilité [10,13] qu'il va falloir résoudre en augmentant la quantité d'eau de gâchage. Il est suggéré [8] donc d'utiliser un ciment ayant une faible proportion de C_3A (moins de 10%).

1.6.3. Fluidifiants (superplastifiants)

L'eau est un ingrédient essentiel du béton, elle remplit deux fonctions:

- Une fonction physico-chimique qui contribue au développement de la réaction d'hydratation.
- Une fonction physique qui confère au béton frais ses propriétés rhéologiques.

Un béton idéal serait un béton où la quantité d'eau est celle strictement nécessaire à l'hydratation et qui, dans un premier temps, remplit la fonction rhéologique permettant une mise en place facile. Cependant, les ciments actuels ne permettent pas de produire ce béton idéal, d'une part parce que les particules de ciment ont tendance à flocculer en présence d'eau, d'autre part car la réaction d'hydratation commence dès que l'eau est ajoutée au mélange et donc bien avant la mise en place du béton dans le coffrage à cause du fait que certains composants du ciment, le C_3A en particulier, sont très réactifs. Ceci explique l'utilisation de beaucoup plus d'eau qu'il n'en faut pour hydrater les grains de ciment dans les bétons ordinaires ; le surplus en eau servant à faciliter sa mise en œuvre.

Pour diminuer la quantité d'eau de gâchage et pour lutter contre la tendance de floculation des grains de ciment on utilise des fluidifiants. Ces adjuvants, souvent connus sous le nom de 'superplastifiants', ont des propriétés dispersantes et conduisent à une réduction sensible de la quantité d'eau de gâchage (jusqu'à 30 %) puisqu'une forte part de celle-ci n'est plus, comme dans le béton ordinaire, piégée dans les floques des grains de ciment.

A nos jours, ces superplastifiants permettent d'assurer une fluidification pendant 45 minutes [14,15] avec une maniabilité suffisante pour que le béton puisse être mis en place. Il faut noter, toutefois, que pour les ciments riches en C_3A , cette fluidification est difficile à maintenir dans le temps ce qui semble le cas du ciment Portland fabriqué en Algérie. En Algérie, les superplastifiants restent encore méconnus dans l'industrie de la construction bien que la société 'GRANITEX' les produise depuis quelque temps et a besoin de jugement sur leur efficacité de la part des utilisateurs.

Les superplastifiants existent sous forme solide ou liquide. Cependant, pour des questions de facilité de mise en œuvre et d'efficacité (vu le temps de malaxage qui est court), il est préférable d'utiliser ces adjuvants, qui sont très sensibles à la température, sous forme liquide.

Il est ainsi recommandé de les conserver et de les utiliser à des températures variant entre 10°C et 30°C.

Le dosage en superplastifiants recommandé varie entre 1% et 3% du poids du ciment utilisé [8,14] selon la réactivité du ciment ; un ciment très réactif a besoin de beaucoup d'eau pour être maniable et donc un dosage élevé en superplastifiant. Un surdosage diminue considérablement la quantité d'eau mais présente des effets secondaires néfastes à la qualité du béton par la suite tels la ségrégation, l'air entraîné, le ressuage et le retard de prise.

On parle actuellement de plus en plus de l'intérêt de fractionner l'ajout de superplastifiants [16] en 1/3 de la quantité avec l'eau de gâchage pour assurer la dispersion des grains de ciment et les 2/3 restant à la fin du malaxage, voir même au chantier juste avant sa mise dans le coffrage pour replastifier le béton au niveau désiré. Ce procédé permet une utilisation rationnelle du fluidifiant.

1.6.4. Ajouts minéraux (ultrafines)

Les ultrafines, de granulométrie inférieure à celle du ciment, ont un rôle double :

- Rôle granulaire ou filler inerte (taille inférieure au micron), c'est à dire la capacité de s'intercaler entre les grains de ciment diminuant ainsi les vides et le dosage en eau. Ceci densifie la pâte de ciment et donc améliore la résistance et à long terme la durabilité du matériau.
- Rôle actif ou effet pouzzolane où les ultrafines s'associent partiellement ou totalement avec l'eau ou avec certains composés du ciment tels la chaux, les alcalins. Ceci réduit les risques de formation d'ettringite gonflante et diminue les risques d'alcali-réaction nuisible à la durabilité du matériau.

Les ajouts minéraux pouvant être utilisés partiellement avec le ciment (jusqu'à 30%) sont :

- Produits de broyage : Fillers calcaires et Fillers siliceux.
- Fumées de silice.
- Cendres volantes.
- Laitiers de hauts fourneaux.

L'utilisation des trois derniers types d'ajouts permettra aussi de résoudre des problèmes liés à l'environnement en valorisant des sous-produits industriels. Leur utilisation permet aussi de diminuer la quantité de chaleur qui se dégage lors de la prise de béton et d'éviter un gradient thermique élevé. Ils réduisent les phénomènes de ressuage et de ségrégation générée par l'emploi de superplastifiants.

En Algérie, l'utilisation de tels ajouts dans les mélanges de béton est très rare sinon inexistante et ce malgré la présence de l'industrie de la sidérurgie à EL-HADJAR.

1.7. Application : Production d'un BHP avec des matériaux locaux

Pour produire un BHP du point de vue aussi bien résistance que durabilité à long terme, la quantité d'eau utilisée dans le mélange doit être réduite du fait qu'une bonne proportion de celle-ci s'évapore en laissant des vides qui affaiblissent le béton durci ; l'idéal étant de réduire la quantité d'eau de mélange à celle strictement nécessaire à l'hydratation du ciment. Cet idéal est cependant loin d'être atteint malgré l'avancement de la technologie des matériaux.

Comme application à la présente étude [2] cette section consiste à produire un BHP en utilisant des ingrédients locaux pour le mélange, communément utilisés pour la construction locale dans la région de Chlef. Après un certain nombre de tests préliminaires, un agrégat calcaire concassé avec comme taille maximale 15 mm a été sélectionné. Ce gravier est de forme à dominance angulaire et allongée et donc ne peut pas permettre une réduction sensible de la quantité d'eau de gâchage. De plus, ces formes d'agrégats induisent des ruptures intergranulaires. Un sable de rivière ayant une densité de 2.65 et un module de finesse de 2.90 a été utilisé.

Il est suggéré [16] que les sables rentrant dans la confection des BHP doivent avoir des modules de finesse élevés (supérieur à 2.8) du fait qu'ils demandent moins d'eau de mélange. Le ciment utilisé est celui produit localement et appartient à la famille des ciments portland ordinaires. Cependant, ce ciment contient une forte proportion d'aluminate tricalcique, C_3A , (plus de 10%), un constituant qui s'hydrate très rapidement en provoquant le raidissement prématuré du béton frais et par ce fait induisant une perte de maniabilité au matériau. En effet, le matériau BHP produit au laboratoire avait des difficultés de maniabilité pour un temps suffisant permettant son transport sur site et sa mise en place.

Un superplastifiant liquide de type 'Méda-fluid', produit en Algérie par Granitex a été utilisé à 2% de la masse de ciment. Ce superfluidifiant a été ajouté au mélange agrégat-ciment-eau [16]. Les formes accidentées et irrégulières des particules d'agrégats ajoutées à la proportion élevée en C_3A dans le ciment utilisé n'ont pas permis une réduction suffisante de la quantité d'eau de mélange. Un rapport Eau /Ciment de 0.38 a été utilisé en comparaison avec des valeurs oscillantes entre 0.6 et 0.7 pour le béton ordinaire et même plus dans certaines régions à climat chaud telle que la région considérée. Le rapport Granulat /Ciment était de 3.75.

Des essais de compression et de traction ont été entrepris sur des spécimens cylindriques 150 x 300 mm confectionnés à partir de ce béton. Les essais ont été entrepris à des âges

différents (1j, 3j, 7j, 14j, 28j, 56j) pour permettre d'enregistrer l'évolution de la résistance avec l'âge de ce matériau béton. Chaque résultat reporté ici représente une moyenne de trois spécimens testés. Le Tableau 1.4 ci-dessous donne les résultats obtenus pour la résistance à la compression ainsi que celle à la traction [2]. L'évolution de la résistance à la compression de ce matériau avec son âge est illustrée en Figure 1.7.

Tableau 1.4 : Evolution des résistances avec l'âge pour le BHP.

Age (jours)	1	3	7	14	28	56
f_{cj} (MPa)	20	27	40	52	60	64
f_{tj} (MPa)	1.9	/	3.2	/	4.1	4.2

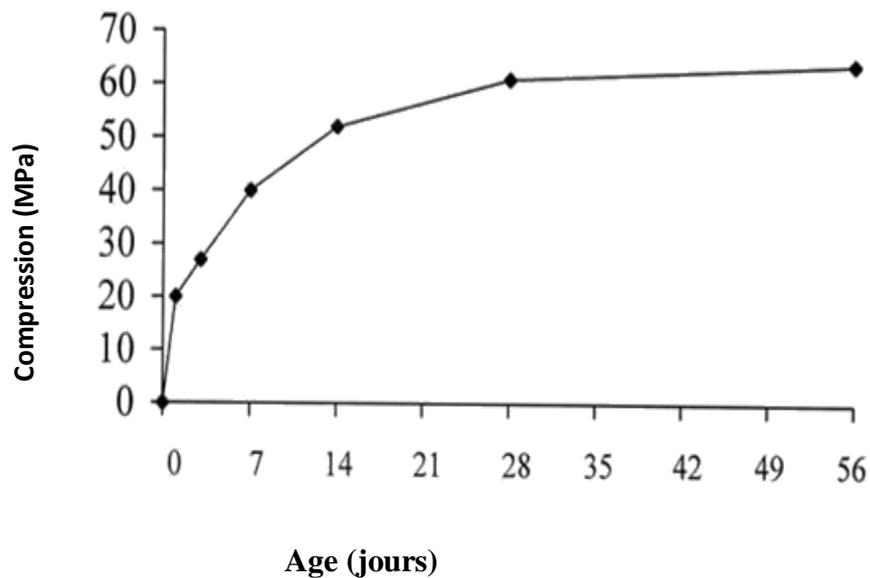


Figure 1.7. Gain de résistance avec l'âge pour le BHP.

Le présent travail [2] à travers le Tableau 1.4 et la Figure 1.6, montre que le béton peut atteindre des résistances à la compression plus que le double de celles obtenues pour le béton ordinaire, conduisant ainsi à des économies aussi bien de matériaux que de cout. Avec ce matériau de bonnes qualités mécaniques et de faible perméabilité, toutes les causes de détérioration sont réduites et le matériau est durable à long terme [17].

1.8. Différentes classes du BHP

La division des BHP en cinq (05) classes n'est pas aussi arbitraire qu'elle peut le paraître à première vue, mais elle dérive plutôt de l'état actuel des connaissances.

Les BHP sont divisés en cinq grandes catégories correspondant chacune à une plage de résistance de 25 MPa. La classe I représente les BHP qui ont une résistance à la compression comprise entre 50 et 75 MPa, la classe II une résistance comprise entre 75 et 100 MPa, la classe III une résistance comprise entre 100 et 125 MPa, la classe IV une résistance comprise entre 125 et 150 MPa et la classe V une résistance supérieure à 150 MPa (Tableau 1.5). Ces résistances à la compression sont celles obtenues sur des cylindres de 100 x 200 mm mûris de façon normalisée comme pour les bétons usuels et mis à l'essai à 28 jours [1]. Les deux dernières classes correspondent en France aux bétons à très haute performance (BTHP).

Tableau 1.5. Les différentes classes du BHP.

Résistance à la compression	50	75	100	125	150
Classe de BHP	I	II	III	IV	V

1.9. Propriétés mécaniques des BHP

Les propriétés mécaniques des BHP sont simplement celles d'un béton plus résistant, il serait faux de considérer qu'elles peuvent être déduites en extrapolant simplement celles des bétons usuels comme il serait tout à fait faux de considérer qu'il n'y a aucune relation entre les propriétés des BHP et celles des bétons usuels.

1.9.1. Résistance à la compression

Comme dans le cas des bétons ordinaires, la résistance à la compression des BHP augmente quand le rapport eau /liant diminue, mais, à l'inverse des bétons ordinaires, cette loi du rapport eau /liant reste valable jusqu'au moment où la résistance à l'écrasement du gros granulat entraîne la rupture du BHP. Quand les gros granulats ne sont plus suffisamment résistants par rapport à la résistance de la pâte du ciment hydraté, la résistance à la compression du BHP n'augmente plus de façon significative au fur et à mesure que l'on diminue le rapport eau /liant. La seule façon d'augmenter alors cette résistance est donc d'utiliser un type de gros granulat plus résistant.

Lorsque le gros granulat est suffisamment fort pour ne pas être le facteur principal qui limite la résistance à la compression d'un BHP, il peut être encore très difficile de dégager une relation générale entre le rapport eau /liant et la résistance à la compression qui peut être atteinte puisque d'autres facteurs que le rapport eau /liant influencent la résistance à la compression. Cependant, en se basant sur des résultats de laboratoire et de chantier, on peut établir des lignes générales pour prédire la résistance maximale à la compression que pourra atteindre un BHP pour différents rapport eau /liant (Tableau 1.6) [1].

Dans le Tableau 1.6, on suppose que les gros granulats sont suffisamment résistants pour qu'ils n'affectent pas la résistance du BHP. Les plages de valeurs proposées dans ce tableau sont très larges par suite du grand nombre de combinaisons de matériaux que l'on peut utiliser pour fabriquer des BHP. Seule une gâchée d'essai permet d'obtenir la véritable résistance à la compression d'un BHP.

Lorsque des BHP sont bien formulés en termes de quantité de ciment et d'eau de gâchage, on peut obtenir des résistances de 15 MPa à 12 heures, 20 MPa à 18 heures, et 30 MPa à 24 heures [1].

Tableau 1.6. Résistance à la compression du BHP en fonction du rapport Eau /Liant.

E /L	Variation de la résistance à la compression maximale
0.40 - 0.35	50 à 75 MPa
0.35 - 0.30	75 à 100 MPa
0.30 - 0.25	100 à 125 MPa
0.25 - 0.20	Plus de 125 MPa

Le Tableau 1.7, présente la variation de la résistance à la compression avec l'âge, pour trois type du BHP, avec un rapport Eau /Liant différent, mesurées sur des éprouvettes cylindriques 16 x 32 cm [18].

Tableau 1.7. Variation de la résistance à la compression avec l'âge du béton.

Age (jours)	BHP1 (E/L = 0.38)	BHP2 (E/L = 0.36)	BHP3 (E/L = 0.34)
1	20.6	21.3	17.5
7	39.6	41.8	35.6
28	57.9	60.5	54.6
56	60.2	63.4	59.7
90	66.3	68.9	63.1

A partir de ces résultats préliminaires pour caractériser le matériau, une formule empirique a été dérivée [18] pour estimer la résistance à la compression d'un BHP à j jours d'âge ($1 < j < 90$).

$$f_c' = 10 \ln(J) + 20 \quad (\text{MPa}) \quad (1.1)$$

La Figure 1.8 présente la courbe typique contrainte-déformation obtenue lors des essais de compression sur éprouvettes cylindrique Ø11 cm x H 22 cm de BHP fabriqué avec un rapport E /L de 0.35, et a une résistance à la compression de 65 MPa à 28 jours [4]

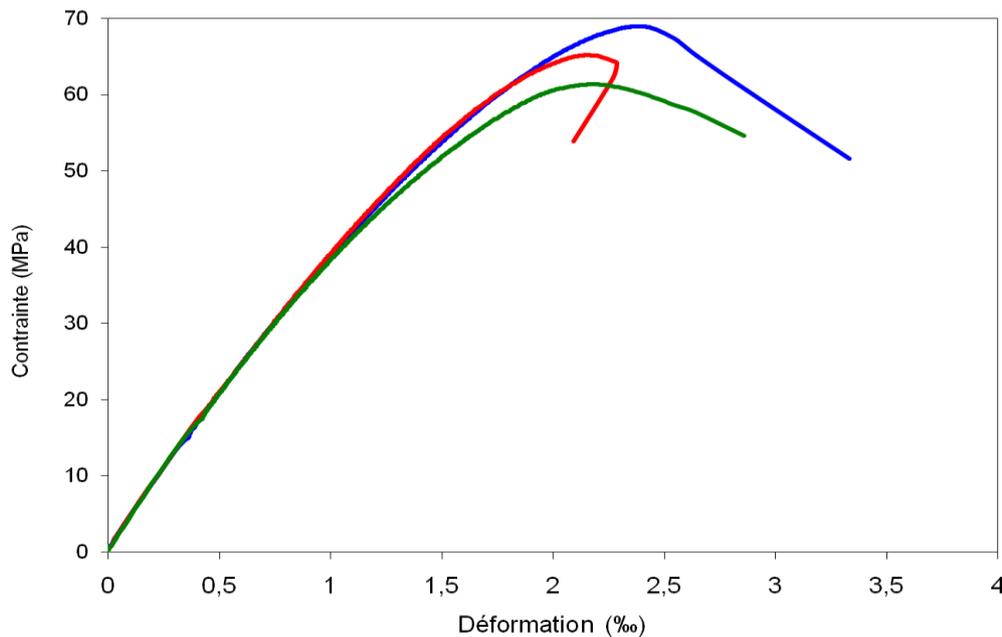


Figure 1.8. Comportement à la compression des bétons à hautes performances (BHP).

La Figure 1.8 concerne les bétons non fibrés et montre des résultats classiques :

- Le comportement pré-pic est quasi-linéaire avec une rigidité plus grande.
- La déformation au pic de contrainte augmente avec la résistance à la compression du béton.
- La déformation ultime diminue lorsque la résistance à la compression augmente, ce qui traduit une diminution de la ductilité du BHP.

1.9.2. Résistance à la traction par fendage

La mesure directe de la résistance à la traction d'un béton n'est pas facile parce qu'elle exige l'utilisation d'un montage complexe. Cette résistance est donc généralement calculée en utilisant des mesure indirecte telles que la mesure de la résistance en flexion selon la norme NFP 18-407 : 1981 (Bétons-Essais de flexion) par exemple ou la résistance au fendage selon la norme NFP 18-408 [19].

Lors de l'essai de la résistance à la traction par fendage, le cylindre du béton est placé à l'horizontale entre les plateaux de la presse (Figure 1.7), et la charge est augmentée jusqu'à la rupture par traction indirecte, qui apparaît sous forme de fendage le long du diamètre vertical du cylindre (Figure 1.9) [4].

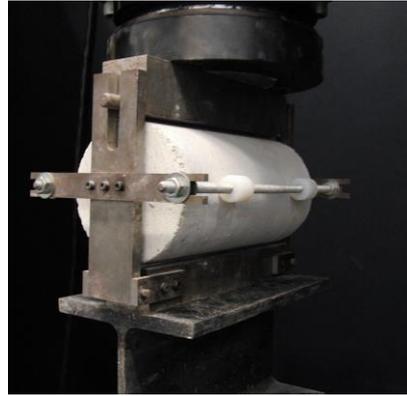


Figure 1.9. Essai de traction par fendage.



Figure 1.10. Rupture d'une éprouvette du béton sous forme de fendage.

Les mesures du module de rupture et de la résistance au fendage ne présentent pas de difficulté spéciale dans le cas des BHP et l'on peut utiliser les mêmes montages et les mêmes procédures que dans le cas des bétons usuels.

La résistance à la traction par fendage (f_{ij}) du béton croît avec celle à la compression, mais elle ne s'améliore pas dans les mêmes proportions que celle à la compression pour des bétons à hautes performance. En effet la résistance du béton en traction croit sensiblement par rapport au béton ordinaire. Cependant, elle croit moins rapidement que la résistance en compression. Pour les bétons les plus résistants, le rapport f_t/f_c peut atteindre 1/20 par comparaison à 1/10 jusqu'à 1/12 pour le béton ordinaire d'après la littérature [5, 18, 4, 20, 21].

La formule empirique du BAEL/BPEL 91 $f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$ semble surestimer la résistance à la traction au-delà de 40 MPa [7,22]

Les BHP peuvent être fabriqués avec des liants ayant des compositions très différentes si bien que le module de rupture et la résistance au fendage peuvent largement varier pour une résistance à la compression donnée.

D'autres relations entre la résistance au fendage et la résistance en compression sont présentées ci-après.

- Comité Euro-International du béton CEB-FIP-78 [23] :

$$f_{tj} = 0.273 (f_{cj})^{\frac{2}{3}} \text{ (MPa)} \quad (1.2)$$

Où f_{tj} représente la résistance au fendage et f_{cj} la résistance en compression.

- Carrasquillo et al [24] suggèrent la relation suivante pour des bétons ayant des résistances en compression comprises entre 21 MPa et 83 MPa :

$$f_{tj} = 0.54 (f_{cj})^{0.5} \text{ (MPa)} \quad (1.3)$$

- Raphael [25] suggère la relation suivante pour des bétons ayant une résistance en compression inférieure à 57 MPa:

$$f_{tj} = 0.313 (f_{cj})^{0.5} \text{ (MPa)} \quad (1.4)$$

- Le comité ACI 318-02[26] sur le béton à haute résistance suggère d'utiliser l'équation suivante pour des bétons ayant des valeurs de f_c comprise entre 21 MPa et 83 MPa :

$$f_{tj} = 0.56 (f_{cj})^{0.5} \text{ (MPa)} \quad (1.5)$$

- Ahmad et Shah [27], suggèrent la relation suivante pour des bétons ayant un f_c inférieur à 84 MPa :

$$f_{tj} = 0.462 (f_{cj})^{0.55} \text{ (MPa)} \quad (1.6)$$

- Burg et Ost [28] suggèrent l'équation suivante pour des bétons mûris à l'eau dont le f_c varie entre 85 MPa et 130 MPa

$$f_{tj} = 0.61 (f_{cj})^{0.5} \text{ (MPa)} \quad (1.7)$$

- Le règlement BAEL 91/ modifié 99 [5] recommande les deux formules suivantes :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad \text{pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa} \quad (1.8)$$

$$f_{tj} = 0.275 (f_{cj})^{\frac{2}{3}} \quad \text{pour } 60 \text{ MPa} < f_{cj} < 80 \text{ MPa} \quad (1.9)$$

- Le règlement Eurocode 2-04 [29] recommande la formule suivante pour les BHP de classe supérieure à C50/C60 :

$$f_t = 2.12 \ln(1 + (f_c / 10)) \quad (1.10)$$

- Le règlement Britannique BS 8110 [30] propose la corrélation suivante:

$$f_t = 0.52 \sqrt{f_{cu}} \quad (1.11)$$

- Hamrat et al [7] ont proposé la formule suivante pour $40 \text{ Mpa} \leq f_{cj} \leq 70 \text{ Mpa}$:

$$f_{tj} = 0.8 + 0.05 f_{cj} \quad (1.12)$$

- Zain et al [31] proposent la formule suivante pour $41 \text{ MPa} < f_{cj} < 118 \text{ MPa}$:

$$f_{tj} = \frac{f_c}{0.10f_{cj}+7.11} \quad (1.13)$$

- Pour des âges $j \leq 28$ jours, Zain et al [31] ont proposé les relations suivantes :

$$f_{ij} = 0.54\sqrt{f_c} (E / C)^{-0.07} \quad (1.14)$$

$$f_{ij} = 0.59\sqrt{f_c} \left(\frac{t}{t_{28}} \right)^{0.04} \quad (1.15)$$

- Shuaib et al [32] ont proposé la formule suivante :

$$f_{tj} = 0.462 (f_{cj})^{0.55} \quad (1.16)$$

Le Code Norvégien NS 3473-92 [33] stipule les valeurs des résistances caractéristiques à la traction en fonction de différentes classes de béton, et qui sont présentées au Tableau 1.8 ci-dessous.

Tableau 1.8. Résistances à la traction en fonction de différentes classes du béton.

Classe du béton	C25	C35	C45	C55	C65	C75	C85
Résistance à la traction f_{ij}	2.10	2.55	2.95	3.30	3.65	4.00	4.30

Les résultats expérimentaux de Hamrat [18] pour la caractérisation du matériau présentés au Tableau 1.9 illustre clairement l'évolution de la résistance à la traction avec l'âge et sa relation avec celle à la compression.

Tableau 1.9. Résistance moyenne à la traction (fendage et flexion).

Type du béton	Essai	Echéances (jours)			
		1 j	7 j	28 j	90 j
BHP1 (E/C=0.38)	f_{cj} (MPa)	20.6	39.6	57.9	66.3
	f_{ij} (MPa)	1.9	3.1	3.8	4.1
	f_{ij} (MPa)	2.1	3.5	4.5	4.9
	f_{ij}/f_{cj}	0.092	0.078	0.066	0.062
BHP2 (E/C=0.36)	f_{cj} (MPa)	21.3	41.8	60.5	68.9
	f_{ij} (MPa)	2.1	3.3	4.0	4.3
	f_{ij} (MPa)	2.4	3.7	4.8	5.4
	f_{ij}/f_{cj}	0.099	0.079	0.066	0.062
	f_{cj} (MPa)	17.5	35.6	54.6	63.1

BHP3 (E/C=0.34)	f_{ij} (MPa)	1.7	2.9	3.6	3.7
	f_{rj} (MPa)	2.0	3.4	4.4	4.7
	f_{ij}/f_{cj}	0.097	0.081	0.066	0.059

1.9.3. Résistance à la traction par flexion (module de rupture)

Dans cet essai, un prisme de béton non armé, d'un élancement 4 ($L/h = 4$), reposant sur deux appuis, est soumis à un effort de flexion ; soit par application :

- D'une charge concentrée unique appliquée au milieu de l'éprouvette (moment maximal au centre). La charge étant placée au centre du prisme, l'essai est dit « flexion à trois points ». (Figure 1.11).

- De deux charges concentrées, symétriques, égales et appliquées au tiers de la portée (moment maximal constant entre les deux charges). Les points d'applications de la charge étant placés aux tiers de la portée, l'essai est dit « flexion quatre points » (Figure 1.12).

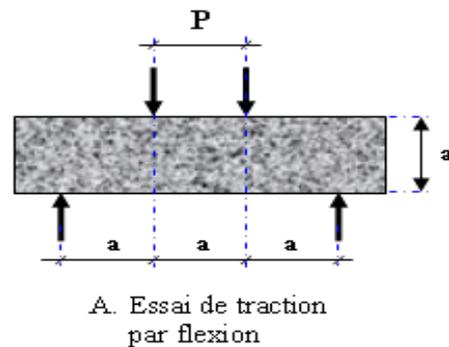
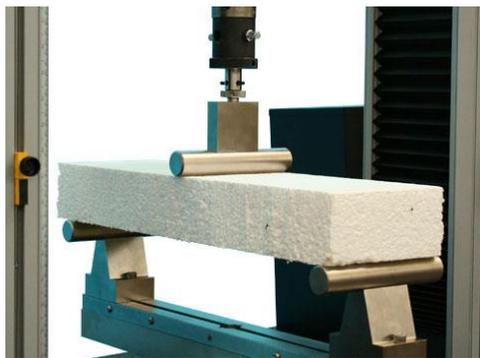


Figure 1.11. Essai de flexion trois points. Figure 1.12. Essai de flexion quatre points.

La contrainte théorique maximale de traction atteinte sur la fibre inférieure du prisme correspond au module de rupture.

Le règlement Britannique BS 1881 : partie 118 -1983 [34] prescrit cet essai sur des prismes de 150 x150 x750 mm dont la portée est de 450 mm. Des prismes de 100 x100 mm peuvent être utilisés, à condition que leur côté soit au moins égal à trois fois la dimension maximale du plus gros granulats.

Les spécifications de la norme ASTM C 78-94 sont semblables à celles du règlement BS 1881 : partie 118-1983 [34]. Si la rupture se produit dans le tiers central de la poutre, le module de rupture est calculé suivant la théorie de l'élasticité et est donc égal à :

$$f_r = \frac{M.v}{I} = \frac{\left(\frac{P.a}{2}\right)\left(\frac{a}{2}\right)}{\left(\frac{a^4}{12}\right)} = \frac{3P}{a^2} \quad (1.17)$$

Où :

- P : charge totale maximale appliquée sur le prisme (N).

- a : largeur du prisme (égal à la hauteur du prisme) (mm).

En France, la norme NF P 18-407-1981 [35] spécifie les dispositions à respecter. L'essai étant réalisé par application de deux charges symétriques aux tiers de la portée. Dans l'essai de résistance à la flexion sous chargement à mi-portée (flexion à trois points), la rupture se produit lorsque la capacité de résistance à la traction du béton dans la fibre inférieure, immédiatement sous le point de chargement, est atteinte. Dans le cas des essais de chargement aux tiers (flexion quatre points), la contrainte maximale se développe tout au long de la fibre inférieure dans le tiers central du prisme en sorte que la fissure critique peut se produire dans n'importe quelle section de ce tiers central.

L'équation (1.17) est qualifiée de « théorique » parce qu'elle est basée sur la théorie de l'élasticité, dans laquelle la relation contrainte/déformation est supposée linéaire, de telle sorte que la contrainte de traction dans le prisme est supposée proportionnelle à la distance de son axe neutre.

Il faut noter que le module de rupture (f_r) ou la résistance à la traction par flexion, est un peu plus élevé que la résistance à la traction (Tableau 1.9). Adam Neville [36] a montré que la valeur de la résistance à la traction est en fait environ égale aux 3/4 de la valeur du module de rupture théorique. D'autres travaux [37] ont montré que $f_{ij} \approx 0.8 f_{rj}$.

L'intervalle de variation du module de rupture (f_r) pour les BHP est de $(7,5\sqrt{f_c}; 12\sqrt{f_c})$ [38]

Différentes relations liant le module de rupture (f_r) et la résistance à la compression (f_c) du BHP ont été proposées dans la littérature.

- Diata [39] propose la formule suivante Pour $42.6MPa \leq f_c \leq 103.1MPa$:

$$f_r = 2.3\sqrt{f_c} - 10.7 \quad (1.18)$$

L'expression suivante est proposée pour $21MPa \leq f_c \leq 83MPa$ [40] :

$$f_r = 0.94\sqrt{f_c} \quad (1.19)$$

- Carrasquillo et al [24] suggèrent la corrélation suivante :

$$f_r = 0.94f_c^{1/2} \quad (1.20)$$

- Burg et Ost [28] suggèrent la relation suivante :

$$f_r = 1.03f_c^{1/2} \quad (1.21)$$

- Khayat et al [41] suggèrent relation suivante

$$f_r = 0.23 + 0.12f_c - 2.18 \times 10^{-4}(f_c)^2 \quad (1.22)$$

D'après Aitcin [1] la meilleure façon de connaître le module de rupture ou la résistance au fendage de n'importe quel BHP c'est encore de mesurer directement ces valeurs.

1.9.4. Module d'élasticité

Le module d'élasticité du BHP est supérieur à celui des bétons traditionnels.

L'approche empirique est la plus utilisée par les concepteurs. La valeur du module élastique est alors reliée à la valeur de la résistance à la compression, ce qui suppose implicitement que les mêmes paramètres influencent à la fois la résistance à la compression et le module élastique. L'expérience démontre que cette approche est relativement valable dans le cas des bétons usuels puisque la porosité de la pâte de ciment hydraté constitue le maillon le plus faible du béton et influence donc à la fois la résistance à la compression et le module élastique. Tous les codes nationaux présentent des relations empiriques qui lient la résistance à la compression d'un béton usuel à son module élastique du type $E_c = \psi \left(f_c^{\frac{1}{n}} \right)$.

Ces relations sont très peu différentes les unes des autres et donnent des valeurs qui sont sensiblement les mêmes.

Quand on a commencé à utiliser des BHP, il était tentant d'extrapoler ces relations empiriques très pratiques et bien acceptées, mais on s'est rapidement aperçu que ces formules devenaient de moins en moins valables dans le cas de certains BHP. Par conséquent, en se basant sur les expériences nationales, des relations plus ou moins différentes ont été proposées et incluses dans les codes nationaux.

- Comité Euro-International du béton CEB-FIP-90 [42] propose la relation suivante:

$$E_{c28d} = 10(f_c + 8)^{\frac{1}{3}} \quad (\text{Gpa}) \quad (1.23)$$

- Le Code Norvégien NS 3473-92 [33] propose :

$$E_c = 9.5(f_c)^{0.3} \cdot \frac{\rho}{2400} \quad (\text{GPa}) \quad \text{avec } \rho (\text{kg/m}^3) \quad (1.24)$$

- Carrasquillo et al [24] propose :

$$E_c = 3.32\sqrt{f_c} + 6.9 \quad (\text{GPa}) \quad (1.25)$$

- Le code européen CEB-95 [43] suggère :

$$E_c = 9.(f_c)^{\frac{1}{3}} \quad \text{pour } f_c > 27 \text{MPa}$$

- Le code canadien CAN3-A23.3-M84 [44] recommandait l'équation :

$$E_c = 5.(f_c)^{\frac{1}{2}} \quad (\text{GPa}) \quad (1.26)$$

- Le BAEL [5] propose la relation suivante, établie pour le béton ordinaire et extrapolée pour être utilisée pour le BHP :

$$E_c = 11000.(f_c)^{\frac{1}{3}} \quad (\text{MPa}) \quad (1.27)$$

- A partir des résultats de la caractérisation du matériau BHP [45], une expression empirique est proposée pour estimer le module d'élasticité à partir de la résistance à la compression du matériau BHP.

$$E_c = 0.14.f_c + 22.3 \quad (\text{GPa}) \quad (1.28)$$

- Diata [39] utilise la corrélation suivante pour décrire le module d'élasticité du BHP:

$$E_c = 0.26f_c + 18 \quad (\text{GPa}) \quad (1.29)$$

- Le règlement Américain ACI 318 [26] recommande le module d'élasticité du béton E_c comme suit:

$$E_c = 4700.\sqrt{f_c} \quad (\text{MPa})$$

- Eurocode 2-04 [29] propose la relation suivante :

$$E_c = 9.5(f_{ck} + 8)^{\frac{1}{3}} \quad (\text{GPa}) \quad (1.30)$$

1.9.5. Coefficient de poisson

La documentation scientifique propose très peu de données sur le coefficient de poisson (ν) des bétons ordinaires en général et des BHP en particulier.

Selon la littérature publiée, le coefficient de poisson varie entre 0.20 et 0.28 pour des résistances variant entre 55 et 80 MPa. Ahmad et Shah [27] rapportent des valeurs comprises entre 0.18 et 0.24. Diata [39] rapporte des valeurs comprises entre 0.20 et 0.23 pour des résistances à la compression variant entre 43 MPa et 100MPa. Les résultats de Tahenni [4] donnent une valeur de 0.23 pour un BHP de 65 MPa.

1.9.6. Adhérence acier-béton

La grande résistance mécanique du BHP et sa microstructure interne permettent de mobiliser une liaison supérieure entre les armatures en acier et le BHP et d'améliorer les qualités d'adhérence, ce qui permet une réduction des longueurs d'ancrage et de scellement.

1.9.7. Réduction des flèches et des déformations des structures

Plusieurs propriétés de nature soit rhéologique, soit mécanique permettent de réduire les flèches et les déformations dans les structures et les dalles en BHP: résistance à la traction du béton améliorée, module d'élasticité plus élevée, fluage plus faible et adhérence acier-béton supérieure.

1.9.8. Retrait

Le retrait total du BHP est globalement identique à celui d'un BO mais avec une cinétique différente. Il se produit plus tôt et se développe principalement pendant les premiers jours après le coulage.

Le retrait de dessiccation à l'état durci est plus faible compte tenu du faible dosage en eau.

Le retrait endogène (ou d'autodessiccation) compte tenu de la finesse de la microstructure et de la forte réduction du rapport E /C, est d'un coefficient plus élevé (150 à 250×10^{-6}) pour un BHP que pour un BO (60×10^{-6}). Le retrait d'autodessiccation est d'autant plus précoce et élevé que le rapport E /C est faible.

Les BHP sont susceptibles de dessiccation précoce à l'état frais. Il est donc indispensable de mettre en œuvre immédiatement après le bétonnage une cure adaptée et soignée.

1.9.9. Fluage

Les BHP présentent un fluage (déformation différée sous chargement permanent) plus faible que les BO, particulièrement avec des formulations à base de fumées de silice. La cinétique de fluage propre est très rapide (le fluage est accéléré et se manifeste dès les jeunes âges du béton) et se stabilise plus vite. Le fluage de dessiccation est très faible. Le fluage est d'autant plus faible que la résistance en compression est plus élevée.

Dans les règles BAEL [5], le coefficient de fluage à prendre en compte est fonction de la présence de fumée de silice. Il est égale à :

0.8 pour les BHP avec fumée de silice.

1.5 pour les BHP sans fumée de silice.

Ce coefficient est égal à 2 pour les BO.

1.10. Propriétés Chimiques des BHP

1.10.1. Imperméabilité

Leur faible porosité capillaire confère aux BHP une très faible perméabilité.

1.10.2. Résistance aux agents agressifs

La faible perméabilité des BHP leur confère une bonne résistance à la pénétration et au transfert dans la masse du béton des agents agressifs en phase gazeuse ou liquide (eaux de mer, eaux sulfatées, solutions acides, dioxyde de carbone, etc.). Cette résistance des BHP aux agressions chimiques est valorisée en particulier dans les ouvrages d'assainissement et les ouvrages situés dans les milieux agricoles ou industriels.

1.10.3. Migration des ions chlores

La résistance des BHP à la migration des ions chlores est largement supérieure à celle des bétons ordinaires, grâce à sa microstructure plus dense. C'est des points forts du BHP vis-à-vis du risque de corrosion des armatures.

1.10.4. Tenue aux attaques gel /dégel

Les BHP correctement formulés résistent aux cycles gel /dégel grâce à leur forte compacité et à leur résistance mécanique élevée.

Le guide LCPC « Recommandations pour la durabilité des bétons durcis soumis au gel » [46] spécifie, chapitre 3.2 les principales recommandations spécifiques à l'élaboration des BHP et explicite la démarche à suivre pour formuler des BHP résistants au gel sévère et à l'écaillage et satisfaire la durabilité aux cycles gel-dégel en présence ou non de sels de déverglaçage.

La faible perméabilité des BHP et le faible rapport E /C favorisent une résistance plus importante aux risque d'écaillage en présence de sels de déverglaçage.

Il est possible de formuler des BHP qui résistent bien aux cycles gel /dégel et à l'écaillage sans ajouts d'entraîneur d'air. Lorsque le béton doit résister à un gel sévère (forte saturation d'eau), l'utilisation d'un entraîneur d'air est généralement nécessaire si le E /C est supérieur à 0.32. Les recommandations du LCPC [46] concernent les bétons de résistances caractéristiques à 28 jours supérieures ou égales à 50 MPa formulés avec ou sans entraîneur d'air. Ces recommandations distinguent deux classes des BHP en fonction du rapport E /C :

- Classe I : $E /C \geq 0.32$

- Classe II : $E /C < 0.32$

Et deux types de formulations :

- Béton formulé sans entraîneur d'air.

- Béton formulé avec entraîneur d'air.

1.10.5. Carbonatation

De nombreuses études ont démontré que la durabilité des BHP vis-à-vis de la carbonatation est très nettement supérieure à celle d'un BO. En effet, le réseau poreux peu connecté limite la diffusion du gaz carbonique au sein de la matrice cimentaire. La propagation de la carbonatation en profondeur est réduite, ce qui assure une meilleure protection des armatures.

1.11. Propriétés thermiques des BHP

Les propriétés thermiques des BHP, telles que conductivité, diffusité, chaleur spécifique et coefficient de dilatation ne diffèrent pas sensiblement de celles des BO.

1.12. Durabilité du BHP

L'expression durabilité du béton est généralement utilisée pour caractériser de façon très générale la résistance d'un béton face à l'attaque d'un agent agressif physique ou chimique [1]. La nature, l'intensité et les mécanismes concernés dans chacun des cas et les différents impacts peuvent varier considérablement. L'expression *durabilité* du béton est donc parfois perçue comme beaucoup trop vague. D'ailleurs, aucune méthode normalisée ne permet de mesurer la durabilité d'un béton ; il n'y a pas d'unité pour évaluer la durabilité du béton comme il en existe lorsque l'on veut mesurer la résistance à la compression ou, de façon plus précise, la résistance à l'écaillage d'un béton exposé à des cycles de gel-dégel lents en présence de sels fondants.

Les agents agressifs qui attaquent le béton peuvent être classés schématiquement en deux grandes catégories : les agents externes et les agents internes.

Parmi les agents externes, on peut citer les ions chlore, le gaz carbonique, les sulfates, les cycles de gel dégel, et les abrasifs.

Parmi les agents internes, on retrouve les ions chlore incorporés dans certains accélérateurs, les alcalis du ciment avec des granulats contenant des silices et donc potentiellement réactifs.

La durabilité des BHP utilisés bien documentée est rare et il est donc difficile de connaître le comportement à long terme des BHP face à certains agents agressifs bien identifiés. Les BHP, relativement nouveaux sur le marché, n'ont pas toujours été spécifiés pour faire face à des environnements sévères si bien que, finalement, on a assez peu d'expérience dans ce domaine. Il faut aussi avouer que l'on a utilisé des BHP de sorte que leur comportement à long terme n'est pas toujours suffisamment documenté. Il est donc très important de faire des études sur le comportement en chantier des BHP, non seulement par des chercheurs, mais aussi par des utilisateurs intéressés à développer des BHP sécuritaires. Une étude de chantier concluante vaut

100 essais de laboratoire puisqu'elle représente le comportement réel d'un BHP dans son environnement naturel [1].

Pourquoi les BHP sont-ils plus durables que les bétons ordinaires ?

La Figure 1.13 [1] présente schématiquement deux pâtes de ciment à l'état frais et à l'état durci de rapports eau /liant de 0.65 et de 0.25. Lorsque ces deux pâtes ont durci, elles présentent des microstructures très différentes. Dans cette représentation schématique de la microstructure, le rapport entre la surface qui représente l'eau et la surface qui représente le ciment est égal au rapport massique eau /ciment.

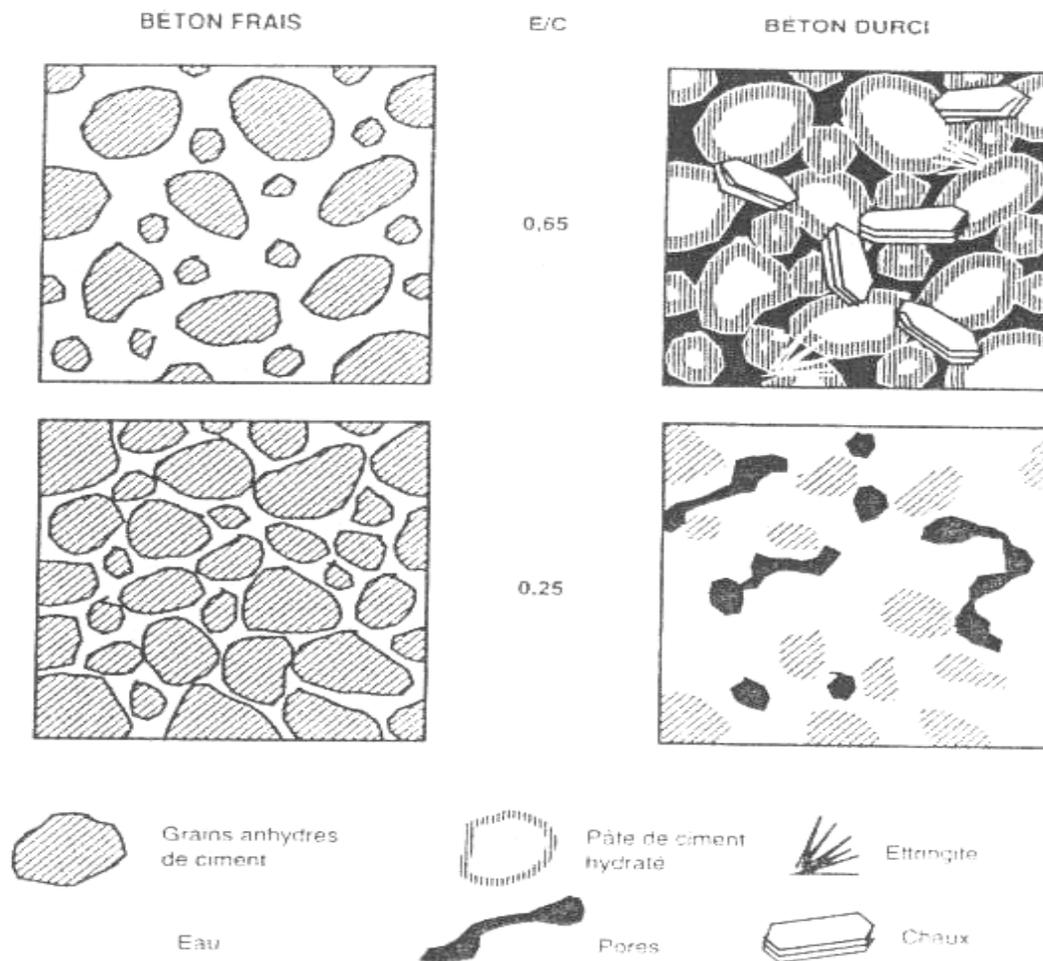


Figure 1.13. Représentation schématique de la microstructure de deux pâtes de ciment fraîches et durcies de rapport E /C égaux à 0.65 et 0.25.

On peut voir que, dans une pâte de ciment où le rapport eau /ciment est égale à 0,65 qui donnerait un béton ayant une résistance à la compression d'environ 25 MPa, les particules de ciment sont relativement éloignées les une des autres si l'on compare leur position respective à celle que les particules de ciment occupent dans une pâte ayant un rapport eau/liant de 0,25 qui aurait une résistance à la compression de plus de 100 MPa. Dans ce dernier cas, la pâte de

ciment hydraté remplit rapidement l'espace intergranulaire, ce qui conduit à des gains de résistance relativement rapides. En outre, le ciment n'a pas besoin de développer beaucoup de produits d'hydratation pour lier les grains de ciment les uns aux autres de façon à obtenir une structure à la fois compacte et très résistante. Par contre, dans le cas de la pâte qui a un rapport eau /liant de 0,65 il faut que les produits d'hydratation externes développent des cristaux sur une grande distance avant d'atteindre les produits d'hydratation qui se sont développés à partir des grains de liant adjacents.

Chapitre 02
Béton renforcé de fibres

Chapitre 02 : Béton renforcé de fibres

2.1. Introduction

Le béton renforcé de fibres est un béton classique fabriqué à partir d'un mélange d'agrégats, de ciment et d'eau auquel on ajoute des fibres. Les fibres qui conviennent au renforcement du béton peuvent être d'acier, de verre et de polymères organiques (fibres synthétiques à base de polypropylène et de nylon). Certaines fibres naturelles telles que l'amiante, le sisal, la steppe, le palmier dattier et d'autres peuvent aussi être utilisées comme fibres de renforcement.

Les fibres sont disponibles en formes et dimensions variées. Toutefois, la longueur et le diamètre des fibres utilisées dans le béton n'excèdent pas 60 mm et 0.75 mm respectivement et ce pour des considérations de maniabilité du béton à l'état frais.

Nous savons que le béton présente de faibles caractéristiques en traction (faibles contraintes et allongements à rupture). Ces insuffisances sont traditionnellement compensées par la mise en place d'armatures de renforcement, continues et positionnées dans la structure dans la partie tendue de la structure. Les fibres de renfort sont, elles, discontinues et généralement distribuées de manière aléatoire dans le béton (matrice). En conséquence, la performance en renforcement des fibres d'acier, est généralement inférieure à celle des barres. Ainsi, les fibres ne remplaceront probablement pas les armatures conventionnelles. Cependant, dans certaines applications, comme par exemple les panneaux fins (10mm à 20mm d'épaisseur) utilisés pour les murs rideaux, les fibres de renforcement constituent la solution pratique. Ces cas d'utilisation de béton renforcé en fibres uniquement, et d'autres, ajoutent en réalité à la versatilité et à l'adaptabilité du béton. Dans le cas général, les fibres sont utilisées en plus des barres de renforcement conventionnelles pour améliorer la ductilité du matériau composé, particulièrement dans les régions sismiques, le rendre plus tenace et donc plus résistant aux chocs et à l'abrasion, et mieux contrôler la fissuration, particulièrement dans les grandes surface bétonnées.

Du point de vue aussi bien résistance que durabilité, le béton à hautes performances émerge comme un matériau concurrentiel du fait qu'il est dense et donc plus imperméable. Cependant, avec l'amélioration de ses propriétés mécaniques, ce matériau devient *fragile* et *explosif*, et donc moins ductile qu'un béton ordinaire [47]. Un tel comportement fragile du béton peut être pénalisant dans les régions sismiques et peut causer des dégâts importants en vies humaines et en infrastructures, même en présence d'armatures de confinement.

Il n'est donc pas conseillé d'utiliser le béton à hautes performances là où une ductilité est requise pour absorber l'énergie provoquée par les mouvements sismiques, sauf si ce matériau est rendu ductile par une quelconque solution.

Les fibres d'acier ajoutées au mélange de béton à l'état frais rendent le béton durci *plus ductile* et *plus déformable*. Ces fibres aident à couturer les fissures formées dans la matrice fragile de béton sous chargement et à confiner leur développement, rendant le matériau durci plus apte à se déformer et donc à absorber de l'énergie [48].

2.2. BHP renforcé de fibres métalliques

La tendance d'une résistance à traction faible par comparaison à celle de la compression est maintenue pour le BHP. Cette tendance est même mieux mise en évidence du fait que pendant que la résistance à la compression croît pour doubler ou tripler (de 20 à 60MPa), celle à la traction passe de 3 MPa à 4 jusqu'à 5 MPa. Le rapport f_{tj}/f_{cj} est d'avantage réduit pour atteindre 1/20. Avec l'augmentation de la résistance à la compression le BHP devient *peu ductile*, et donc ajouté au manque de ductilité des bétons en général tel que constaté lors des différents séismes qui se sont produit à travers le monde. Cette fragilité entraîne des problèmes de conception et de dimensionnement pour certains types de structures particulièrement à l'ELU. Néanmoins, ce comportement fragile peut être évité par adjonction de fibres métalliques à la composition initiale du béton. Ces dernières jouent un rôle de renforcement qui compense la fragilité du béton par couture d'abord de la microfissuration et puis couture de la macrofissuration.

Certains projet et essais de chantier comportant l'utilisation du BHP renforcé de fibres ont été récemment conduits par des chercheurs de l'université de Sherbrooke : dans un projet particulier, le recouvrement en béton bitumineux d'un tablier de pont orthotrope en acier a été remplacé par une couche de 50 mm d'épaisseur du BHP renforcé de fibres. Ce projet a permis de voir qu'il était possible de concevoir, produire et livrer un BHP de chantier très résistant et très ductile en utilisant des fibres d'acier.

On peut incorporer des fibres d'acier dans les BHP chaque fois que la fragilité du béton représente une limitation à son utilisation. Par exemple, des fibres d'acier peuvent être utilisées dans des régions où les risques sismiques sont élevés, et dans des éléments où la résistance au cisaillement du béton doit être augmentée, et dans ce contexte, des chercheurs s'intéressent actuellement au remplacement des armatures transversales par les fibres métalliques du fait que le coût de la mise en place d'un grand nombre de cadres peut devenir excessif et ou tout au moins plus coûteux que celui des fibres.

2.3. Définition de la ductilité

Par définition, un matériau présente un comportement ductile quand il est capable de subir, sous chargement sensiblement constant, des déformations dépassant largement celle correspondant à la limite élastique (Figure 2.1)

Mathématiquement, la ductilité peut se traduire par le rapport de la déformation ultime ε_u sur la déformation élastique ε_e [48,49]. Il est bien établi dans la littérature qu'avec l'augmentation de la résistance du béton, la déformation ultime ε_u diminue et donc le rapport $\varepsilon_u/\varepsilon_e$ diminue, traduisant une réduction de la ductilité du BHP par comparaison à celle d'un béton ordinaire. Pour bénéficier pleinement des avantages de ce matériau telles que l'augmentation de sa résistance à la compression, de sa résistance à la traction et donc de sa résistance à l'effort tranchant, même si l'augmentation de ces deux dernières ne sont pas en proportion avec la première, particulièrement dans les régions sismiques, la ductilité du béton à hautes performances doit être améliorée.

Pour atteindre cet objectif, le travail expérimental que nous proposons dans ce travail de thèse [50] contribue à mettre en évidence les aspects positifs de l'ajout de fibres d'acier au béton à hautes performances contenant du laitier de hauts fourneaux comme ajouts minéraux pour densifier la structure interne du matériau. L'utilisation de ce sous-produit de l'industrie soulage l'environnement de déchets industriels non biodégradables et limite l'impact des matériaux sur l'environnement.

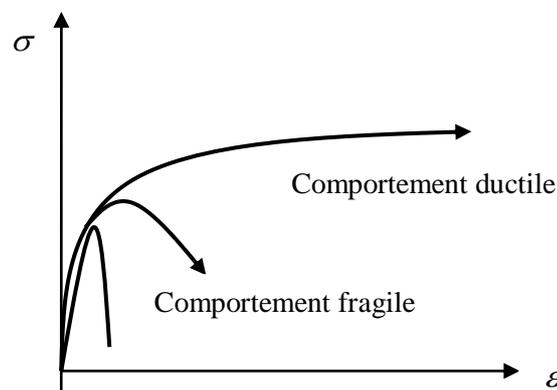


Figure 2.1. Comportement d'un élément fléchi ductile et fragile.

En couturant une fissure, les fibres absorbent partiellement la force de traction et donc le béton fissuré ne perd pas complètement sa résistance à la traction après fissuration. Une résistance de traction résiduelle est maintenue dans le béton contenant des fibres après fissuration, contrairement au béton ne contenant pas de fibres. L'importance de cette résistance de traction résiduelle dépend de l'efficacité des fibres du point de vue adhérence et

ancrage et aussi du point de vue quantité utilisée dans le mélange béton et orientation de ces fibres.

En béton armé, les ouvertures de fissure doivent être contrôlées à des limites acceptables [51] et ce pour différentes raisons telles que le contrôle de la flèche, la protection contre la corrosion, l'imperméabilité du matériau, la durabilité de la structure, l'intégrité et l'esthétique de la structure. Les fibres reprennent partiellement les contraintes de traction qui causent des fissures dans le béton selon la direction principale que ce soit dans la zone de flexion ou dans la zone d'effort tranchant. Quand les fissures se forment, les fibres les maintiennent très fines, nécessitant un chargement plus élevé pour les propager. Ainsi, Les larges déformations à l'état limite ultime permettent de donner des signaux de rupture imminente.

Un comportement ductile des éléments d'une structure permet une redistribution des efforts internes à travers le phénomène de rotulation et évite ainsi toute rupture fragile et instantanée qui met en danger des vies.

2.4. Historique de l'utilisation des fibres

Les fibres ont été utilisées pour renforcer les matériaux composites fragiles depuis l'antiquité [52]. C'est ainsi que la paille était utilisée autrefois pour renforcer le béton de terre tandis que les poils des chevaux étaient utilisés pour renforcer les mortiers de maçonnerie et les plâtres. Plus récemment, les fibres d'amiante mélangées aux pâtes de ciment ont connu des utilisations plus larges dans le domaine de la construction (plaques de ciment amiantées), particulièrement après la 2^{ème} guerre mondiale où les besoins en construction étaient énormes. Cette amiante-ciment a été mise en application pour la première fois vers 1910 par l'autrichien Hatscheck.

Actuellement, avec les problèmes de santé publique liés à l'amiante, ce type de fibres naturelles a tendance à disparaître comme ajout de renforcement du béton. C'est ainsi que d'autres types de fibres d'acier, de verre et synthétiques ont été développées pour l'industrie de la construction ; leur commercialisation se répand de plus en plus.

La première utilisation des fibres d'acier dans le béton s'est produite en 1910, lorsque Harry Franklin Porter (USA) montra que l'ajout de clous d'acier dans le béton, améliore considérablement sa résistance à la traction [53]. En 1914, William Ficklin (USA) introduit des copeaux métalliques dans un béton pour améliorer sa résistance à l'usure et à la fissuration et obtint le premier brevet [54]. Vers 1960, le béton renforcé de fibres d'acier a commencé à se développer à un rythme accéléré. Les quatre dernières décennies marquent un développement expansif et moderne.

Le développement des fibres d'acier repose sur des expérimentations anciennes, consistant en l'utilisation d'éléments de renforcement discontinus tels que les clous, les morceaux de fil de fer et les copeaux de métal pour améliorer les propriétés du béton. C'est de là que les expérimentations des fibres d'acier comme éléments de renforcement du béton ont pris naissance ; les premières applications d'un béton renforcé en fibres ont eu lieu au début des années 60 aux Etats-Unis [52, 55]. A nos jours, les travaux de recherche et d'application se multiplient à travers le monde. Les travaux publiés [56] et les rencontres scientifiques tenues à échelle internationale sur le thème sont les preuves d'un intérêt certain accordé à ce domaine par la recherche et par l'industrie de la construction. Des documents techniques 'Etat de l'art' du béton renforcé en fibres ont été publiés par des organismes internationaux tels que le RILEM et l'ACI.

L'objectif principal de ces dernières décennies a été de concevoir un matériau renforcé de façon homogène et ayant un comportement isotrope. C'est ainsi que l'insertion de fibres discontinues dans la matrice cimentaire a très vite été la voie à de nombreuses recherches [57]. Il faut souligner qu'un renforcement sous forme de fibres distinctes ne peut pas être utilisé en remplacement direct d'une armature d'acier conventionnelle dans les pièces en béton armé et précontraint. Les fibres, en effet, sont moins efficaces que les armatures conventionnelles à taux d'acier équivalent face à des contraintes structurelles bien définies pour lesquelles les approches de conception des structures permettent de concentrer la section d'acier aux endroits critiques.

L'Algérie est parmi les pays qui dispose d'extraordinaires ressources en fibres végétales (Palmier, Alfa, Sisal, Abaca, Chanvre, Coton...); malheureusement, leur exploitation dans des domaines pratiques, entre autre les matériaux de construction est encore rare, malgré leur disponibilité en abondance, particulièrement le palmier.

2.5. Concepts de base

Souvent, les fibres sont plus résistantes que la matrice de béton et donc la déformation à la rupture de la matrice fragile est nettement plus faible que celle de la fibre comme le montre la Figure 2.2 [56]. Par conséquent, lorsqu'une matrice de béton renforcé en fibres est chargée, elle se fissure bien avant la rupture des fibres

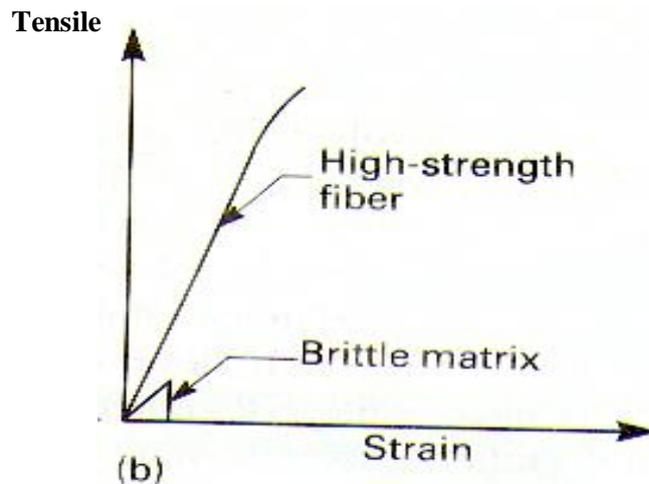


Figure 2.2. Fibres résistantes et matrice fragile.

Après la fissuration de la matrice, le comportement post-fissuré peut être décrit comme suit :

- Le composé matrice-fibres se fracture immédiatement après ; dans ce cas les fibres ne sont pas efficaces ou la conception du mélange béton fibré n'est pas adéquate. Ce type de comportement est illustré par la Figure 2.3 (a) [52].
- Le composé matrice-fibres continue à supporter un chargement de plus en plus faible après celle qui a causé la fissuration. Ce comportement est illustré par la Figure 3.3 (b) [52]. Cependant, la rupture par arrachement des fibres au niveau de la fissure est plus ductile. Même si aucune augmentation de résistance en traction n'est obtenue, le matériau composé est plus ductile et plus tenace. L'effondrement n'est pas brutal.
- Après la fissuration de la matrice béton, le matériau composé continue à supporter des chargements de plus en plus élevés et donc de résister à des contraintes de traction de plus en plus importantes. La contrainte maximale et la déformation ultime du matériau composé (béton fibré) sont plus importantes que celles de la matrice de béton toute seule. Durant l'évolution inélastique (entre la première fissure et la contrainte maximale), plusieurs fissures apparaissent. Ce comportement souhaité dans un béton fibré est illustré en Figure 2.3 (c) [52]. Ce type de rupture se produit pour des fibres efficaces et une conception adéquate du mélange béton fibré ; une performance optimale du composite béton fibré est atteinte.

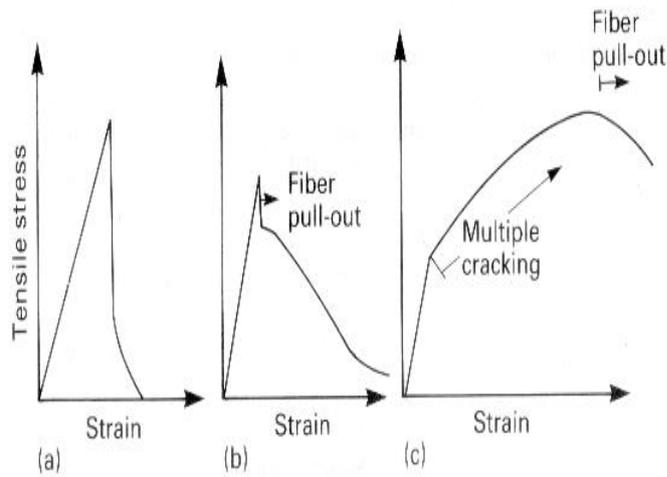


Figure 2.3. Trois possibilités de relation contrainte-déformation du composite matrice-fibres.

2.5.1. Comportement en phase élastique

Jusqu'aux premières fissures de la matrice de béton, on peut admettre que les fibres et la matrice se comportent élastiquement et qu'il n'y a pas de glissement relatif entre les deux composants du béton fibré. Dans ces conditions, la contrainte dans le matériau composé juste avant la fissuration de la matrice, σ_{bf} , et la déformation correspondante ε_{bf} sont reliées par l'expression suivante [50,55]:

$$\sigma_{bf} = E_b \cdot (1 - \rho_f) \cdot \varepsilon_{bf} + E'_f \cdot \rho_f \cdot \varepsilon_{bf} \quad (2.1)$$

Où E_b est le module d'élasticité du béton.

ρ_f est la fraction de volume en % occupé par les fibres (proportion de fibres utilisées).

E'_f est le module d'élasticité équivalent des fibres dans la direction des contraintes de tractions. Ce module est égal au module d'élasticité des fibres E_f seulement si les fibres sont suffisamment longues et alignées dans la direction des contraintes.

En général, E'_f est de l'ordre du tiers du module réel E_f ($E'_f = \frac{1}{3} E_f$) [50,55].

A partir de l'équation (2.1), et en prenant en compte le fait que $E'_f = \frac{1}{3} E_f$ et que ρ_f est une fraction inférieure à 10%, on peut déduire que la contrainte du matériau composé à laquelle apparaissent les premières fissures ne sera pas substantiellement différente de la résistance à la traction de la matrice. Cette déduction est soutenue par les travaux de recherche de la littérature [58, 59].

Les résultats de l'expérimentation [50] vont dans le même sens la présence des fibres ne change significativement les propriétés de la matrice de béton qu'après les premières fissures.

2.5.2. Comportement en Phase inélastique - effet de la fissuration

Le matériau composé peut supporter d'avantage de chargement après fissuration de la matrice uniquement si la résistance à l'arrachement des fibres au niveau de la fissure est plus grande que la charge ayant causé la fissuration. La résistance à l'arrachement des fibres dépend de la contrainte moyenne d'adhérence entre les fibres et la matrice, le nombre de fibres traversant la fissure et la longueur et le diamètre des fibres. Ce n'est donc pas surprenant que le dosage ρ_f et l'élanement l_f/d_f aient une influence importante sur le comportement après fissuration du béton fibré. Une contrainte d'adhérence plus faible et/ou une quantité du produit $\rho_f.l_f/d_f$ plus faible résultent en un comportement tel que montré Figure 2.3 (b).

Au niveau de la section fissurée, la matrice de béton ne résiste à aucune traction et les fibres reprennent donc la totalité de la charge reprise par le matériau composé (béton fibré). Avec l'augmentation de la charge, les fibres transfèrent les contraintes en excès vers la matrice de béton voisine à travers l'adhérence. A son tour la matrice voisine se fissure et le processus de démultiplication des fissures continue jusqu'à éventuellement rupture des fibres ou destruction de l'adhérence locale, résultant en l'arrachement des fibres.

Le processus de démultiplication des fissures est un signe clef pour s'assurer du maximum de performance d'un type de fibres résistant dans une matrice de béton fragile. Avec une fissuration multiple, il est possible d'atteindre une contrainte maximale (peak stress) assez importante pour le béton fibré et plus particulièrement une déformation importante par comparaison à celles causant les premières fissures, ce qui est en soit un objectif souhaité dans toute conception en béton armé [60]. Une fissuration multiple réduit les ouvertures de fissures et garde ainsi l'élément de structure servicable. Le degré de démultiplication des fissures est amélioré avec l'augmentation de la fraction volumique de fibres, avec l'amélioration de l'adhérence fibres-matrice et en augmentant l'élanement l_f/d_f des fibres.

En résumé, un béton renforcé en fibre se casse graduellement. Les fibres agissent uniquement après fissuration de la matrice, et apporte au béton une meilleure ténacité, une meilleure ductilité et une meilleure résistance aux chocs et abrasions. Ce sont ces qualités qui favorisent le béton renforcé en fibres dans les applications, même si la résistance à la rupture par traction peut aussi être améliorée par l'ajout de fibres ; des recherches dans ce domaine sont en cours afin de quantifier l'amélioration de la résistance à la fissuration.

Les autres effets avantageux liés à l'ajout de fibres dans les bétons sont nombreux :

- Les fibres peuvent remplacer le treillis soudé, afin de maîtriser la fissuration de retrait
- Les fibres retardent la microfissuration. Elles empêchent le retrait au jeune âge et s'opposent au faïençage (apparition de nombreuses fissures très fines qui forment un réseau hexagonal ou octogonal). Le retrait du béton peut être diminué de 35 % si l'on ajoute 1.5 % de fibres par volume dans un mélange béton ordinaire [21].

Lorsque la charge appliquée au béton s'approche de la charge de rupture, les fissures se propagent parfois rapidement en ouverture et en longueur. Les fibres noyées dans le béton permettent de bloquer le développement de cette fissuration en la couturant (Figures 2.4 et 2.5) [59].

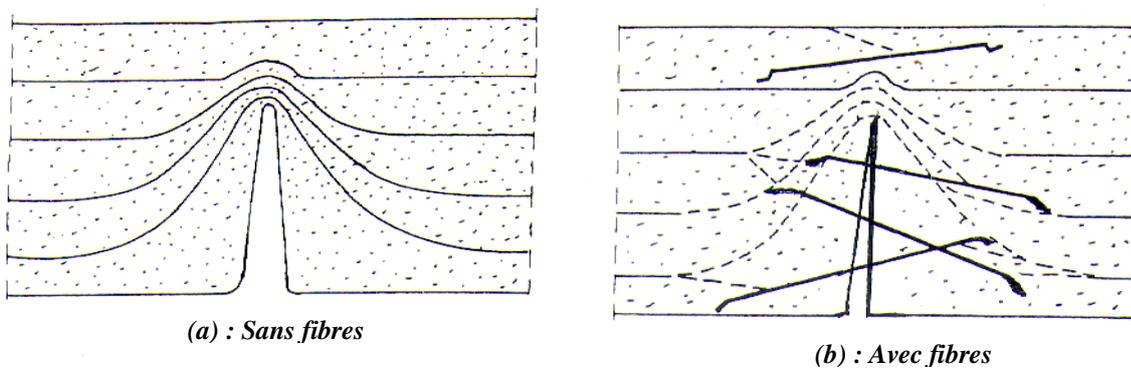


Figure 2.4. Rôles des fibres dans le contrôle de la fissuration du béton.

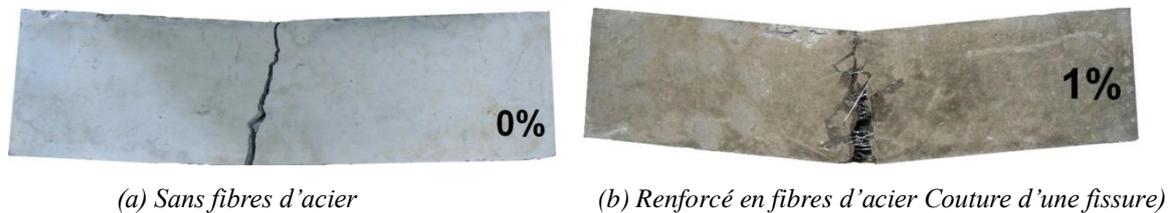


Figure 2.5. Fissuration en béton à hautes performances.

- Les fibres réduisent le fluage, c'est-à-dire la déformation du béton avec le temps sous une contrainte constante. Par exemple, le fluage en traction d'un béton renforcé de fibres d'acier peut représenter seulement 50 à 60 % de celui d'un béton ordinaire et le fluage en compression, 10 à 20 %.

2.6. Fabrication des bétons de fibres

Le béton renforcé en fibres peut être produit en ajoutant les fibres directement dans le malaxeur simultanément au gravillon, sable et ciment. Malaxer le mélange pendant quelques secondes avant d'introduire l'eau de gâchage et continuer le malaxage pour une durée n'excédant pas 75 secondes. Il ne faut jamais introduire les fibres en premier dans le

malaxeur. Pour obtenir une distribution uniforme des fibres dans le béton, une maniabilité élevée du béton frais est nécessaire. Cette maniabilité requise peut être obtenue en limitant le pourcentage ρ_f (%) en fibres et en limitant leur élanement l_f/d_f . Donc pour des considérations de performances mécaniques il est souhaitable d'utiliser des dosages élevés en fibres ayant des élanements l_f/d_f élevés, les considérations de maniabilité limitent les valeurs maximales de ces deux paramètres. Cependant, pour améliorer les caractéristiques de mise en place du béton fibré, les adjuvants superplastifiants peuvent être utilisés.

2.7. Propriétés et utilisation des différents types de fibres

Les fibres les plus utilisées sont synthétiques : en acier, en verre ou en matériau polymère. Certaines propriétés sont données dans le Tableau 2.1 [4].

Tableau 2.1. Propriétés physiques et caractéristiques mécaniques des fibres couramment utilisées comme renforts dans les bétons.

Propriétés	Type de fibres		
	Polypropylène	Verre	Acier
L (mm)	6-20	20-50	20-60
D (mm)	0.02-0.2	0.015	0.2-0.75
E (GPa)	5-10	80	200
f_r (GPa)	0.3-0.4	2-4	1-1.5
Proportion (%)	4-8	4-6	1-4

2.7.1. Fibres d'acier

Les fibres d'acier de forme ronde sont produites à partir fil de fer de diamètre variant entre 0.2mm et 0.75mm. Il existe aussi des fibres ayant des formes plates avec des sections variant entre 0.15mm et 0.40mm d'épaisseur et entre 0.25 mm et 0.90mm en largeur.

Les fibres munies de crochets à chaque extrémité sont celles qui présentent le plus d'avantages à cause de leur bonne adhérence mécanique. Elles sont fabriquées en acier étiré à froid, ayant une résistance à la traction minimale de 1100 MPa. Elles se présentent sous forme de petites plaquettes de fibres (30 à 40 fibres), accolées avec un produit soluble dans l'eau, ce qui facilite leur incorporation dans le béton et le malaxage. Au contact de l'eau de gâchage, les fibres se libèrent aléatoirement dans le mélange de béton frais. Ces fibres travaillent par déformation des crochets qui se redressent lors du glissement de la fibre dans la matrice (Figure 2.6) [21]. C'est le type de fibres qui a été utilisé dans nos essais (Figure 2.7) [4].

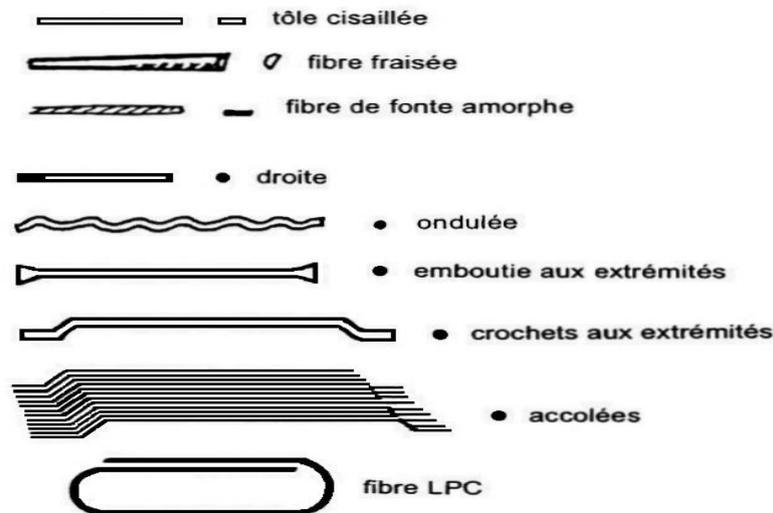


Figure 2.6. Types et formes de fibres d'acier.

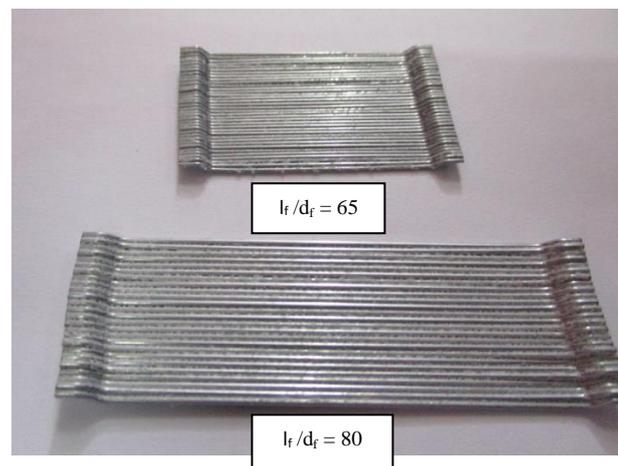


Figure 2.7. Fibres d'acier à crochets aux extrémités.

La rupture du béton fibré ayant toujours par arrachement des fibres, l'utilisation des fibres de haute adhérence améliore la résistance à l'arrachement et par conséquent améliore les propriétés mécaniques du matériau composé.

Les proportions d'un mélange normal en béton à base de fibres varient généralement entre 1 à 3% par volume bétonné ; les fibres ont des longueurs qui varient entre 20 et 60mm. L'élançement, défini comme étant le rapport longueur/diamètre (l_f / d_f), est un paramètre important dans le sens où il traduit les deux caractéristiques d'une fibre qui sont la longueur et le diamètre. Pour une efficacité optimale, ce paramètre doit varier entre 50 et 75 [55]. Les dosages élevés en fibres longues donneraient des performances mécaniques meilleures si les fibres pouvaient être distribuées uniformément.

Les problèmes de la maniabilité et de la distribution uniforme deviennent plus aigus avec l'augmentation du taux (ρ_f) et du rapport d'aspect des fibres (l_f/d_f) [4, 20].

L'amélioration de la résistance à la flexion avec l'utilisation des fibres d'acier varie de moins de deux fois pendant que les résistances à la fissuration excessive et à la ductilité peuvent être améliorées jusqu'à vingt fois. C'est pourquoi ces fibres trouvent leur application dans de nombreux domaines, par exemple les bétons de dallage industriels et les bétons autoplaçants, dans les pistes d'aérodrome, dans les dalles de compression pour planchers, dans les bétons projetés des tunnels et des talus, dans les bétons préfabriqués pour les panneaux de façades.

2.7.2. Fibres de Verre

Les fibres de verre sont essentiellement utilisés dans les matériaux composites à matrice polymère. Dans le domaine du génie civil, elles sont utilisées dans des mélanges 'sable fin - ciment' fortement dosés en ciment. Un exemple de mortier renforcé de fibres de verre :

Sable/Ciment : 0.5

Eau/Ciment : 0.3

Fraction volumique de fibres de verre : 4 à 6%

La fibre de verre est cependant sensible aux attaques par les alcalins présents dans la pâte de ciment avec comme conséquence une perte de résistance avec le temps. Les fibres de verre sont essentiellement utilisées pour la production d'éléments préfabriqués à sections fines tels que les murs rideaux et les éléments collés sur les façades des constructions.

2.7.3. Fibres Organiques

Les fibres organiques comprennent les fibres synthétiques telles que les polypropylènes et les fibres naturelles tels que le sisal, la steppe ou la fibre du palmier.

La dernière décennie a vu les fibres synthétiques se multiplier pour les utiliser comme fibres de renforcement du béton. Ces fibres ont l'avantage d'être légères et sont chimiquement plus inertes que les fibres de verre ou d'acier ; elles sont aussi moins coûteuses. Cependant, elles ont une adhérence moins bonne avec la matrice de béton et présentent un module d'élasticité plus faible par comparaison aux autres fibres et par conséquent, elles ne donnent pas les mêmes résultats si elles sont utilisées dans les mêmes proportions que les autres types de fibres.

Les fibres synthétiques à base de polypropylène ont des longueurs de 12 mm pour celles utilisées dans les bétons de granularité supérieure à 10 mm et de 6 mm pour celles utilisées avec des bétons de granularité jusqu'à 10 mm. Elles ont un diamètre de 18 μm (0.018mm), un module d'élasticité variant entre 6000 MPa et 9000 MPa et une résistance à la traction entre

300 et 400 MPa. Ces fibres améliorent la cohésion du béton à l'état frais, limitent la fissuration causée par le retrait et les mouvements thermiques, augmentent la résistance aux chocs et surtout améliorent la perméabilité du matériau durci. Ces fibres ne se substituent pas au renforcement conventionnel utilisé dans le béton ordinaire. Elles sont utilisées dans les bétons de dallage, de chaussées, de parking et de pistes ; dans ces bétons les fibres synthétiques jouent surtout le rôle d'anti-fissurant. Elles sont utilisées dans les bétons et mortiers soumis aux chocs, dans les bétons nécessitant une forte cohésion à l'état frais tels que les bétons pompés, les bétons projetés à travers les failles et le béton devant être placé en pente. Les fibres synthétiques sont aussi utilisées dans les mortiers de chape pour l'étanchéité et dans les mortiers d'enduits pour limiter la fissuration de retrait et des mouvements thermiques. Les dernières recherches sur les fibres en polypropylène dans le béton ont montré leur efficacité contre les incendies. Les fibres, en brûlant, constituent des conduites pour l'évacuation de la chaleur, et donc réduisent le phénomène de l'écaillage du béton sous l'effet des chaleurs. Ceci semble être intéressant particulièrement pour les tunnels où des résistances de béton élevées sont souvent utilisées.

Les problèmes de malaxage et de la dispersion uniforme des fibres peuvent être atténués par l'utilisation des adjuvants superplastifiants. Les fibres synthétiques peuvent dans beaucoup de cas d'applications remplacer les autres fibres minérales telles que l'amiante, matériau cancérigène maintenant interdit dans la plupart des pays.

Le Tableau 2.2 présente les caractéristiques physico-mécaniques de certaines fibres [61].

Tableau 2.2 : Propriétés physico-mécaniques des fibres.

Fibres	Densité	Résistance à la traction (MPa)	Module d'élasticité (GPa)	Elongation à la rupture (%)
Acier	7.8	1000 - 3500	200	3 - 4
Verre	2.6	2000 - 4000	70 - 80	2 - 3.5
Asbestos	3.4	3500	196	2-3
Carbone	1.8	Jusqu'à 4500	100 à 300	0.5
Kevlar	1.5	3500 - 3600	65 - 133	2.1 - 4
Polypropylène	0.9	300 - 500	5 - 5	20
Palmier	0.5	72	3	-
Sisal	1.5	300 - 600	13 - 26	3
Cellulose	1.5	900	71	-

Nylon	1.1	900	2 - 4	13 - 15
Coton	1.5	400 - 700	4.8	3 - 10

2.8. Applications des bétons de fibres

Le Béton de Fibres Métalliques (BFM) est utilisé dans de nombreuses applications, seul ou en combinaison avec un renforcement [56]. L'application du BFM sans renforcement est utilisée généralement dans des pièces minces tels que le revêtement, les panneaux, canalisations, tunnels, les dallages industriels et les talus.

Les fibres sont aussi employées pour supporter d'autres éléments structuraux tels que le béton armé et précontraint et les structures en acier (Figure 2.8) [62].

Des exemples incluent les structures parasismiques, couvercle pour réparation et réhabilitation des poutres et poteaux. Dans les structures en charpente métalliques, les poutres sont enrobées pour améliorer leur ductilité et résistance au feu.

Parmi les principales applications à base de béton de fibres on peut citer :

- Les structures hydrauliques et portuaires, barrages, retenues d'eaux,
- Pistes d'atterrissage, revêtements de voies et parking, quais d'entrepôts,
- Bétons projetés (tunnels, pentes) et pieux forés, plates-formes de ponts,
- Panneaux de façades, corniches, cloisons...
- Éléments préfabriqués de structure ,
- Plancher industriel, coque de coupole, chapes,
- Les structures soumises à explosions et les ouvrages parasismiques.

La réparation des chaussées est un des exemples où le béton de fibres peut être utilisé pour assurer la durabilité de la structure. La technique consiste à couvrir les chaussées par une couche en béton de fibres. Une expérience effectuée sur une autoroute au Canada montre que la couche de réparation en béton de fibres est restée en bon état de service 8 ans après réfection, tandis qu'il a fallu refaire la réparation sur les couches en béton non fibré 8 mois après. La présence de fibres dans les couches de surfacage permet de lutter contre les forces de traction et les contraintes de cisaillement dans les zones fissurées qui causent le décollement des couches du support [63].



Musée océanographique à Valencia



minces coquilles pour station de train au Canada



Shepherd's Gully Bridge, Australie



éléments de toit en Italie



Tunnel de Barcelone

Figure 2.8. Exemples d'applications du béton de fibres.

2.9. La formulation des BFM

L'optimisation de la composition des BFM est un passage obligé dans l'ingénierie de ce matériau. La formulation de ces matériaux ne peut pas se résumer à l'introduction directe d'un certain pourcentage de fibres, dans un béton ayant été préalablement optimisé sans fibres. En effet, cette introduction perturbe l'arrangement granulaire de la matrice, ce qui a pour double conséquence de diminuer la maniabilité du matériau, et d'altérer sa compacité. Il est évident que cette perturbation est d'autant plus importante que le pourcentage de fibres est élevé, et que pour des dosages très faibles allant de 15 à 30 kg /m³ (<0.5% du volume de béton), la formulation de la matrice peut rester inchangée. Par contre, pour des BFM que l'on peut réellement considérer comme des composites fibrés en terme de fonctionnement mécanique, c'est-à-dire comportant au moins 50 kg /m³ de fibres, il est impératif de formuler la matrice. Il existe une méthode expérimentale de formulation largement validée et utilisée en France [64].

2.9.1. Description de la méthode

Il s'agit de la méthode Baron-Lesage qui a été développée au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, il y a une quinzaine d'années, pour optimiser le squelette granulaire des bétons

fibrés. Cette méthode est fondée sur trois hypothèses principales largement vérifiées par l'expérience :

- 1- Pour un rapport eau /liant fixé au départ, le béton le plus maniable est celui qui a le squelette granulaire (G + S) le plus compact
- 2- Les proportions optimales en granulats dépendent peu de la nature et du volume du liant
- 3- L'introduction de fibres métalliques ne modifie pas les deux premières hypothèses.

De manière pratique, la méthode se décompose en trois étapes :

► Le cahier des charges d'un BFM permet généralement de fixer :

- Le rapport eau /liant
- Le diamètre du plus gros granulat
- La géométrie et les dimensions de la fibre
- Le pourcentage de fibres
- La maniabilité souhaitée

► On fait varier le rapport massique $S / (S + G)$ (S : sable, G : granulats), et on détermine pour chaque valeur de ce rapport la maniabilité correspondante. On trace alors la courbe maniabilité fonction du rapport $S / (S + G)$, et on détermine le rapport optimal qui correspond à la meilleure maniabilité.

► Si la maniabilité correspondant à l'optimum du squelette minéral est différente de la maniabilité fixée par le cahier des charges, il suffit alors soit d'augmenter ou de diminuer le volume de liant, soit d'ajouter un superplastifiant.

La maniabilité peut se déterminer suivant différentes méthodes expérimentales.

Ainsi, il existe divers appareils qui permettent de déterminer, au travers de paramètres différents, cette maniabilité. L'objectif, ici, n'est pas de réaliser une présentation exhaustive de ces appareils, mais d'évoquer les deux plus connus et les plus utilisés en France, en l'occurrence le cône d'Abrams et le maniabilimètre LCL.

- *Le cône d'Abrams*. Il peut être qualifié d'essai « statique », puisqu'il met en évidence l'aptitude du béton à se mettre en place sous l'effet de la pesanteur. La maniabilité y est caractérisée par une hauteur d'affaissement.

- *Le maniabilimètre LCL* est quant à lui un essai « dynamique » qui met en évidence l'aptitude du béton à se mettre en place sous vibration. La maniabilité est alors caractérisée par un temps d'écoulement.

Dans le cas des BFM, il est préférable d'utiliser le second appareil, et ceci pour deux raisons :

- Lorsque le pourcentage de fibres est relativement important il devient très difficile d'observer des affaissements significatifs, ce qui rend imprécise la détermination du squelette minéral optimal (courbe plate).

- Le volume de matériau testé avec le cône d'Abrams est relativement faible, en l'occurrence 6 litres, alors que le maniabilimètre LCL opère sur 30 litres, ce dernier permet donc d'accéder à une information plus représentative du comportement rhéologique du BFM frais, surtout lorsque les fibres métalliques incorporées sont longues (quelques dizaines de millimètres)

La maniabilité souhaitée s'obtient soit en ajustant la quantité de liant, soit en faisant varier la quantité de superplastifiant. Le choix entre ces deux possibilités dépend de leurs conséquences respectives :

- L'augmentation de la quantité de liant a un double intérêt. D'une part, elle permet un meilleur enrobage des fibres, ce qui aura pour conséquence un meilleur fonctionnement mécanique ultérieur de celle-ci dans la matrice durcie et, d'autre part, elle conduit à une finition plus aisée de la surface des structures en BFM, et à une surface moins « hérissée » de fibres, tant dans les parties coffrées, que dans les autres. Par contre, cela conduit à augmenter les retraits thermiques et hydrauliques, le fluage, ainsi que l'exothermie du BFM, et peut donc occasionner des problèmes mécaniques.

- Les superplastifiants sont généralement des produits coûteux.

2.10. La mise en œuvre des BFM

Les méthodes actuelles de formulation des BFM permettent d'obtenir des BFM à la maniabilité souhaitée, même lorsque le pourcentage de fibres incorporées est important. Il est donc permis de penser que les BFM ne présentent pas de problèmes de mise en œuvre plus importants que les bétons non fibrés. Ceci s'avère globalement vrai, si ce n'est que certains aspects technologiques spécifiques aux BFM doivent être pris en considération si l'on veut réaliser un bon bétonnage. Par contre, et ceci constitue un point capital dans l'ingénierie des BFM, les caractéristiques mécaniques ultérieures du BFM in situ sont fortement dépendantes de sa mise en œuvre, et du type de structure considéré [64].

Ces spécificités peuvent se décliner de la manière suivante :

- L'orientation préférentielle des fibres
- Les effets de voûte, ou d'écran
- Les effets de cheminée
- La ségrégation des fibres
- L'appauvrissement en fibres

- La relation entre le rapport d'aspect (longueur /diamètre) de la fibre et la maniabilité du BFM

2.10.1. Orientation préférentielle des fibres

Cette orientation a plusieurs origines qui sont principalement :

- La technique de mise en œuvre adoptée
- Les effets liés à l'écoulement du BFM.

On s'intéresse ici aux BFM mis en œuvre en laboratoire pour confectionner des éprouvettes de petites dimensions. Du fait de la manière dont le BFM est prélevé par l'outil servant à remplir le moule, de la forme de celui-ci, de la manière dont l'outil introduit le BFM dans le moule, de la petitesse de ce dernier qui exclut un écoulement important du BFM, les fibres sont orientées, préférentiellement, perpendiculairement à la surface du moule par où le BFM est introduit.

Cette orientation préférentielle augmente avec le rapport longueur de fibre sur volume de BFM contenu dans l'outil. Elle constitue un élément essentiel de la représentativité du comportement mécanique d'un BFM de laboratoire par rapport à celui du même BFM utilisé pour une application industrielle donnée.

2.10.2. Effets de voûte, ou d'écran

Ces effets de voûte apparaissent lorsqu'un obstacle s'oppose au déplacement des fibres. Dans ce cas-là, des fibres peuvent s'accumuler et former un paquet qui induisent de la ségrégation.

On rencontre ce problème lorsqu'un BFM est coulé dans une structure comportant des armatures traditionnelles, et que les espacements entre les armatures sont plus petits ou très peu supérieurs à la longueur des fibres.

Il peut intervenir également lorsqu'un BFM est coulé entre deux parois d'un moule ou d'un coffrage, parois distantes d'une longueur voisine ou inférieure à celle des fibres.

2.10.3. Effets de cheminée

Ce phénomène apparaît lorsqu'un BFM assez visqueux, et contenant un pourcentage de fibres important (supérieur à 50 kg/m³), est vibré à l'aide d'une aiguille vibrante.

La pénétration de l'aiguille dans le BFM provoque un écoulement local de celui-ci le long de l'aiguille, et une orientation des fibres parallèlement à la surface de celle-ci (du fait des lignes de courant créées par la vibration, et du déplacement de l'aiguille). Dans le cas d'un pourcentage élevé de fibres, leur enchevêtrement va donc créer, autour de l'aiguille, une sorte « d'enveloppe » rigide (par effet de voûte), qui constitue, lorsque l'aiguille est sortie du BFM, un écran empêchant la matrice de combler de manière satisfaisante le troulaissé par

l'aiguille. On observe alors, à l'emplacement initial de l'aiguille de la laitance ou, à l'extrême, un trou non comblé.

2.10.4. Ségrégation des fibres

Ce phénomène apparaît lorsqu'on utilise un BFM très fluide pour éléments structurels de hauteur importante, tel une colonne ou une poutre de grande hauteur. Il a la même origine que celle relative à la ségrégation des gros granulats d'un béton, c'est-à-dire la pesanteur.

Il est d'autant plus important que le poids unitaire de la fibre augmente et que sa surface spécifique diminue. En effet, plus la surface spécifique de la fibre augmente, plus les frottements exercés sur elle par la matrice sont importants et en ralentissent la « chute ».

2.10.5. Appauvrissement en fibres

Ce problème intervient principalement dans le cas des bétons projetés. En effet, lorsque la fibre est projetée à l'aide d'une lance de projection, elle acquiert une certaine énergie cinétique en arrivant sur la paroi que l'on désire renforcer. Cette paroi étant habituellement peu déformable, les fibres vont avoir tendance à rebondir sur cette paroi. Ce rebond va être, dans le cas de la technique de projection par voie sèche, beaucoup plus important que dans celui de la technique de projection par voie humide car, dans ce dernier cas, la fibre étant enrobée d'une matrice visqueuse, le choc de la fibre sur la paroi est en grande partie amorti par des phénomènes visqueux liés à la matrice.

2.10.6. Relation entre le rapport longueur/ diamètre de la fibre et la maniabilité du BFM

Pour la majeure partie des applications industrielles actuelles ou potentielles, la maniabilité des BFM est un paramètre primordial. En effet, un BFM développé en laboratoire en utilisant des méthodes et techniques « artisanales » de mise en œuvre, aussi performant soit-il d'un point de vue mécanique, ne sera jamais développé industriellement s'il ne se met pas en œuvre correctement avec les techniques classiques de chantier ou d'usine (cas de la préfabrication). Des études expérimentales antérieures [65-67] ont montré que le rapport longueur/diamètre des fibres cylindriques joue un rôle central dans la maniabilité d'un BFM. Ainsi, pour un dosage en fibres donné, plus ce rapport est grand plus la maniabilité du BFM est mauvaise et plus le risque formation de pelotes de fibres au sein de la matrice est grand.

On peut expliquer ce phénomène de la manière suivante :

- Si on raisonne à longueur de fibre donnée et pour un même dosage, plus la fibre a un diamètre petit, plus la surface spécifique de la fibre est importante, et plus le nombre de fibres est grand. La surface spécifique plus grande conduit à des frottements plus

importants entre la fibre et la matrice, alors que le plus grand nombre de fibres conduit à une probabilité plus grande de contacts entre fibres. Ces deux facteurs expliquent la perte de maniabilité observée lorsque le rapport longueur/diamètre de la fibre augmente.

- Pour un rapport d'aspect supérieur à 15, la fraction volumique maximale qu'un empilement de fibre peut atteindre est inversement proportionnelle à son rapport d'aspect [68,69].

Un autre paramètre intervient : le poids unitaire de la fibre. En effet, plus la fibre est lourde, plus elle aura tendance, sous l'effet de la pesanteur (avec ou sans vibration) à quitter la gaine de pâte de ciment qui l'enrobe, pour venir en contact avec les granulats, ce qui accroît les frottements entre la fibre et la matrice, les frottements secs entre la fibre et les granulats étant beaucoup plus importants que les frottements de cette fibre avec le fluide visqueux que constitue la pâte de ciment fraîche.

Ceci induit une méthode de formulation connue des spécialistes des BFM : à maniabilité fixée, on peut soit introduire un dosage important de fibres courtes, soit un dosage faible de fibres longues.

2.11. Comportement mécanique des BFM

2.11.1. Comportement à la compression

La présence des fibres n'a pas une influence significative sur la résistance à la compression des BFM. Dans ce sens, des résultats contradictoires ont été rapportés, pendant que [4, 59,70-76] proposent une amélioration de 10 à 20 % de la résistance à la compression, d'autres travaux ont confirmé une diminution [54,77-81]. Cette diminution est d'autant plus grande que le pourcentage des fibres est important.

La porosité des BFM peut être augmentée par la présence des fibres, et ainsi abaisser la résistance [80].

Cependant, la présence des fibres augmente la déformation à la rupture et la ductilité, et ce aussi bien pour le BO que pour le BHP (Figures 2.9 et 2.10) [4].

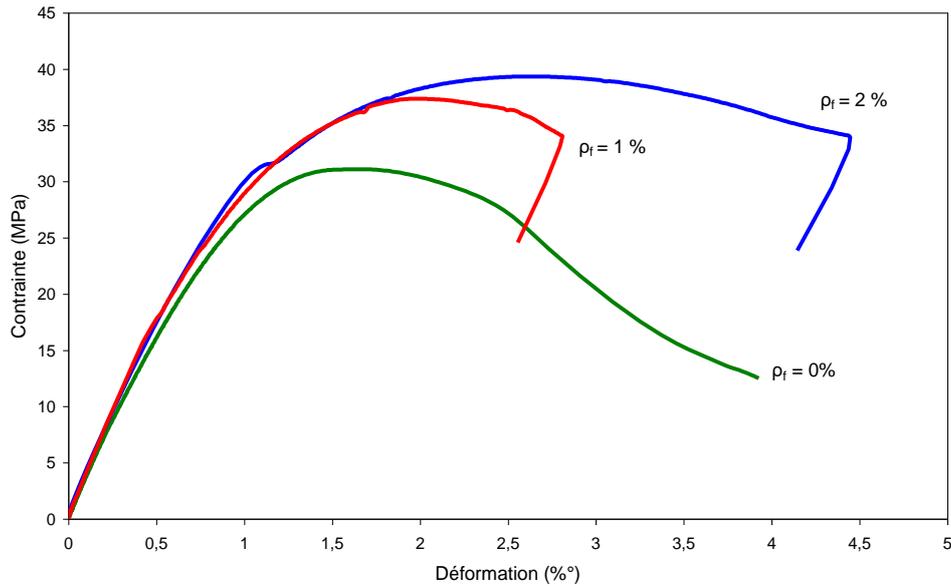


Figure 2.9. Courbe contrainte-déformation en compression des BO renforcés de fibres d'acier.

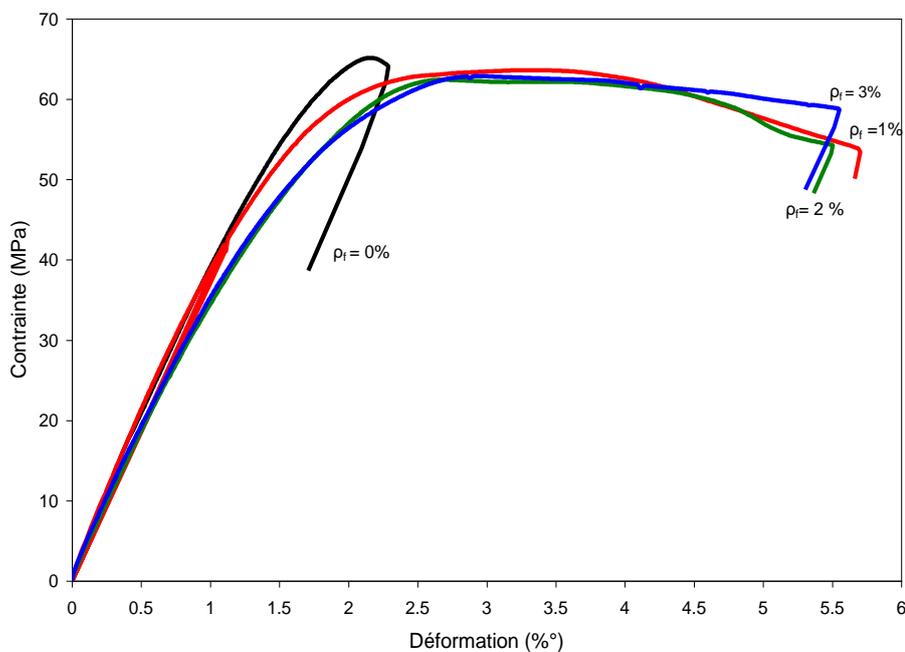


Figure 2.10. Courbe contrainte-déformation en compression des BHP renforcés de fibres d'acier.

L'observation des diagrammes contrainte-déformations (Figures 2.9 et 2.10), montre que :

- Le comportement pré-pic est quasi identique pour les bétons avec et sans fibres,
- Le comportement post-pic est sensiblement influencé par l'introduction des fibres qui augmentent la déformation avant rupture.

D'autres part, la résistance à la compression des BHP fibrés f_{cf} est exprimée dans certains travaux en fonction de la résistance de la matrice f_c et du volume de fibres ρ_f .

Par exemple Wafa et Ashour [82] dans leur travail sur les propriétés mécaniques du BHP renforcé de fibres :

$$f_{cf} = f_c + 3,53 \cdot \rho_f \quad (\text{MPa}) \quad (2.2)$$

Une relation donnant la contrainte à la compression f_c du composite en fonction de l'orientation des fibres et de leur longueur a été proposée par Lim et al [83] :

$$f_c = f_{cm} \cdot \rho_m + \alpha \cdot \eta_l \cdot f_{ft} \cdot \rho_f \quad (\text{MPa}) \quad (2.3)$$

f_{mc} : contrainte en compression de la matrice, f_{ft} : contrainte de traction de la fibre,

α : facteur d'orientation, ρ_f : volume des fibres, ρ_m : volume de la matrice.

η_l : facteur de longueur, $\eta_l = 0.5$ si $l_f < l_c$, $\eta_l = 1$ si $l_f \geq l_c$, l_c : longueur critique de la fibre

2.11.2. Comportement en traction des BFM

Étudions le cas où la fissuration est gouvernée principalement par des contraintes macroscopiques de traction. On peut schématiquement distinguer trois étapes dans le processus de fissuration d'un volume de béton soumis à des contraintes macroscopiques de traction ; - une première étape de microfissuration diffuse au sein de tout le volume de béton, une seconde étape au cours de laquelle les microfissures vont se connecter pour créer une ou plusieurs macrofissures, et la dernière étape qui correspond à la propagation d'une ou de plusieurs macrofissures conduisant à la rupture du volume de béton considéré.

L'élaboration du concept d'action des fibres aux deux échelles (microfissuration et macrofissuration) a permis, en 1987 [84] d'aboutir à une compréhension claire de l'intervention des fibres dans les différentes étapes du processus de fissuration en traction d'un BFM. Durant les trois étapes de fissuration évoquées précédemment, les fibres métalliques interviennent de la manière suivante :

- durant la phase de microfissuration diffuse, les fibres métalliques peuvent « coudre » les microfissures actives et retarder l'apparition de la localisation ; on observe, alors, une augmentation de la contrainte au pic et de la ductilité à l'échelle du matériau.
- durant la phase de propagation des macrofissures actives, les fibres métalliques peuvent également « coudre » ces macrofissures, assurant, ainsi, une capacité portante et une ductilité plus grandes à l'échelle de la structure.

Il est bien évident que, dans la plupart des cas, la géométrie optimale de la fibre métallique qu'il faut utiliser pour agir sur la micro ou sur la macrofissuration active sera différente.

En effet, dans le cas où les fibres doivent agir sur les microfissures, il est nécessaire que ces fibres soient nombreuses et de petit diamètre. Pour des raisons de maniabilité du matériau,

fortement liée au rapport longueur/diamètre de la fibre, les fibres doivent également être courtes.

Dans le cas où l'on veut que les fibres agissent sur les macrofissures, la longueur de la fibre doit être suffisamment grande pour assurer un ancrage correct de celle-ci dans la matrice. Pour les mêmes raisons de maniabilité, les fibres longues ne pourront s'utiliser qu'en pourcentage beaucoup plus faible que les fibres courtes.

Il faut noter que ce qui précède relève de « règles générales », auxquelles il faut apporter quelques nuances

- Ce respect du pourcentage important de fibres courtes ou du pourcentage faible de fibres longues n'est vrai que si la maniabilité est un paramètre important dans la mise en œuvre du béton, ce qui est le cas pour les BFM coulés, pompés, ou projetés par voie humide. Dans le cas où cette maniabilité n'est pas un paramètre important, comme par exemple dans le cas d'un BFM très « sec » et compacté au rouleau, ou dans le cas du SIFCON (Steel Infiltrated Fiber Concrete), on peut introduire un pourcentage élevé de fibres longues et de faible diamètre, ce qui permet d'agir à l'échelle du matériau et à l'échelle de la structure, avec une seule dimension de fibre.
- La longueur de la fibre à utiliser est fortement dépendante des caractéristiques mécaniques de la matrice. Ainsi, si la matrice est très compacte et très adhérente aux fibres, une fibre considérée comme courte pourrait a priori agir correctement à la fois au niveau des micro- et des macrofissures.

2.11.3. Module d'élasticité

Le module élastique d'un BFM varie légèrement par rapport à celui d'un béton sans fibres métalliques. La variation du module élastique est négligeable pour des bétons contenant un dosage volumique des fibres inférieur à 1.5 % [85,86].

2.11.4. Comportement des BFM vis-à-vis du cisaillement

Dans la conception des structures en béton, la résistance au cisaillement est assurée par les cadres ou étriers. Cependant, la résistance au cisaillement peut être insuffisante si la configuration du chargement était différente de celle prévue dans le développement de la méthode de conception, comme le cas d'un séisme, ou dans les cas où les contraintes de construction ou d'espace peuvent rendre difficile de placer le renforcement exigé dans les sections critiques.

Plusieurs études ont démontré l'efficacité des fibres dans l'amélioration de la résistance au cisaillement du béton. Les fibres d'acier ont plusieurs avantages par comparaison aux cadres.

Premièrement, les fibres sont aléatoirement distribuées dans la masse du béton à un espacement beaucoup plus étroit. Deuxièmement, la première fissure de traction et la résistance ultime à la traction ont été améliorées par la présence des fibres, ainsi une distribution uniforme des contraintes est observée [81,87].

Des poutres sans armatures transversales et renforcées avec 2 % de fibres se rompent par cisaillement diagonal, montrent une augmentation de la résistance au cisaillement ultime jusqu'à 183 % et modifient le type de rupture en flexion grâce à l'efficacité des fibres en effort tranchant [88].

La résistance à la compression du béton joue un rôle important dans l'amélioration de la résistance au cisaillement des poutres en béton armé renforcées avec des fibres d'acier. Les fibres se sont avérées plus efficaces dans les bétons à hautes performances que dans les bétons ordinaires, en augmentant à la fois la charge ultime et la ductilité. Ceci est dû à l'amélioration de l'adhérence du couple fibre-matrice [89-92].

Plusieurs études sur le béton de fibres métalliques ont mis en évidence la possibilité et les limites d'utilisation des fibres comme remplacement partiel ou total des armatures transversales. En effet, la mise en place des cadres prend du temps et peut conduire à un ferrailage si dense qu'il rend difficile la mise en œuvre du béton. Ces études ont été effectuées sur poutres ou sur des éprouvettes dont la géométrie favorise le cisaillement (Figures 2.11 et 2.12) [70, 92,93].

Majdzadeh [92] a effectué des essais sur des éprouvettes dont la forme particulière favorise la rupture par cisaillement. Le béton témoin présente un comportement quasi élastique, qui finit par une rupture brutale, alors que le renforcement par les fibres métalliques améliore la résistance au cisaillement, la ductilité et la valeur de la déformation à la rupture. Des augmentations de 58, 107 et 140 % de la résistance au cisaillement par rapport au béton témoin sont observées pour des dosages de fibres de 0.5, 1 et 1.5 % respectivement (Figure 2.13) [92].

Il est possible d'obtenir des performances comparables de la résistance ultime au cisaillement en utilisant des fibres d'acier en remplacement des cadres pour des dosages convenables en fibres métalliques (1 à 2 %), bien qu'une utilisation couplée soit plus appropriée parce que les cadres permettent une plus grande capacité de déformation au delà de la limite élastique, comme le montre la Figure 2.12 (a) [113].

Pour les poutres testées en flexion, les cadres ont un apport de 47 % par rapport aux poutres sans armatures transversales, alors qu'en présence de fibres avec un dosage optimal de 1 % en

fibres, la résistance à l'effort tranchant a augmenté de 64 %. Une combinaison des cadres avec 0.5 % de fibres donnait un apport de 96 % (Figure 2.12 (b)) [127].

Casanova [128] a étudié la possibilité de remplacer les cadres par des fibres, il conclut qu'un BFM dosé à 1.25 % de fibres a un comportement équivalent à 0.2 % de cadres en acier.



Figure 2.11. Eprouvette soumise au cisaillement

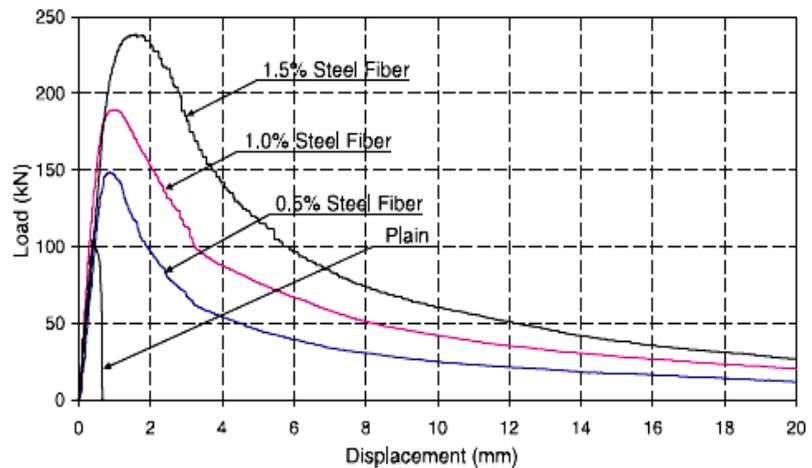
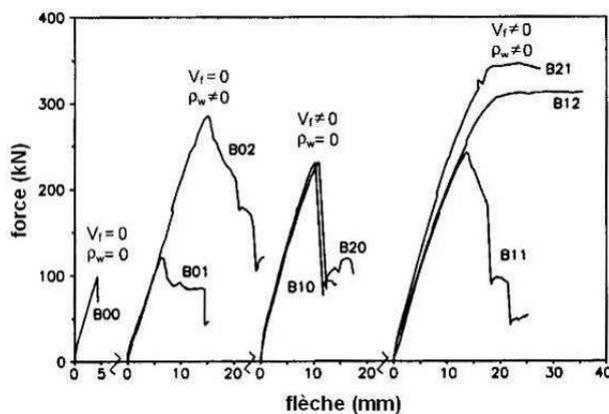
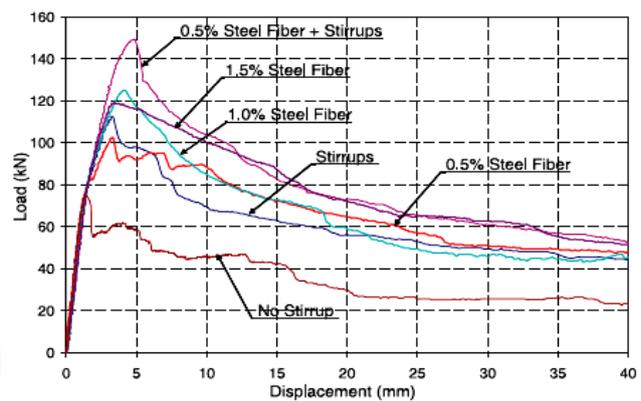


Figure 2.12. Résistance au cisaillement d'éprouvette en béton.



(a) Selon Cucchiara et al [94]



(b) Selon Majdzadeh [92]

Figure 2.13. Résistance au cisaillement de poutres en béton armé.

2.11.5. Ductilité des BFM

Le caractère fragile du béton est un paramètre qui entraîne des problèmes de conception et de dimensionnement pour certains types de structures, d'où l'idée de maîtriser cette fragilité. La ductilité du matériau, caractérisée par son comportement post pic, est une indication importante de la capacité des fibres à absorber de grandes quantités d'énergie après fissuration. C'est une propriété qui distingue le béton non fibré du béton fibré.

La résistance à la flexion des BFM est nettement améliorée par l'insertion des fibres; une amélioration de 50 à 100 % pour des fibres de longueur 30 mm et de 300 % pour des fibres de

longueur 60 mm de la résistance à la flexion est apportée [72,74,95,96]. Au stade de la première fissuration, la résistance à la flexion reste à peu près inchangée et peu différente de celle du béton témoin quel que soit le pourcentage de fibres. Atassi [97] a montré que la charge ultime de flexion atteinte pour un dosage de 1 % de fibres à ancrage total est de 220 %. Pour la fibre ondulée la reprise est de 170 %.

Shah [98] et Swamy [99] ont proposé la relation suivante pour prédire la résistance ultime à la flexion d'un béton fibré:

$$f_{cc} = A.f_m.(1 - \rho_f) + B.\rho_f.\frac{l_f}{d_f} \quad (2.4)$$

A et B constantes, A dépend de la matrice et B de la contribution des fibres.

f_m : résistance de la matrice, ρ_f : volume des fibres, l_f/d_f : élancement de la fibre.

De la même manière, Plusieurs études [100-102] donnent une évolution de la résistance ultime proportionnelle du composite en fonction du taux de fibre

2.12. Autres propriétés des BFM

2.12.1. Fluage

Le fluage du matériau engendre une redistribution des efforts au sein de la structure.

Les mécanismes qui en sont à l'origine portent toujours à controverse [103-105], et sont liés à la matrice. Les chargements appliqués étant généralement faibles (de l'ordre de 30% de la résistance au jour d'application de la charge), les macrofibres n'ont pas à jouer leur rôle de couture. Le fluage a été relativement peu étudié dans le cas des bétons de fibres, mais les essais réalisés montrent en effet peu de différence avec un béton ordinaire [106,107]. Dans le cas d'un béton optimisé avec une forte teneur en fibres, il est probable que l'augmentation de la quantité de pâte provoque une augmentation du fluage

2.12.2. Retrait

Le retrait, ou plutôt les retraites du béton sont à l'origine d'une fissuration qui peut être importante. On entend par retrait les déformations d'origine thermique ou hydrique du béton. Acker propose trois mécanismes élémentaires pour décrire les différents retraites (endogène, hydrique, thermique) [108]. Ces phénomènes sont donc dus à la pâte de ciment, et leurs conséquences dépendent des conditions aux limites mais aussi du squelette granulaire.

De nombreux essais ont été réalisés mais il faut les étudier avec précaution. En effet, on compare généralement un béton blanc et des bétons de fibres. La compacité n'étant pas optimisée, la teneur en air peut être très différente. Ceci explique des résultats souvent

contradictoires d'un article à l'autre. Il demeure que les fibres semblent avoir peu d'influence sur l'amplitude des retraits, mais qu'en revanche elles améliorent la répartition de la fissuration dans le cas de retraits empêchés [109-111].

En ce qui concerne l'amplitude des retraits, il est plus efficace de travailler sur la composition de la pâte. On a ainsi récemment obtenu des bétons à très faible retrait [112]. Il faut souligner que dans le cas du retrait dit "plastique" (dessiccation prématurée en surface), l'addition de fibres synthétiques limite la fissuration. Mais le même résultat peut aussi être obtenu par une bonne cure.

2.12.3. Résistance au feu

Le bâtiment semble pouvoir fournir un large champ d'applications des bétons de fibres car il utilise des éléments préfabriqués peu ferrailés. La tenue au feu des éléments de structure est alors une des préoccupations majeures. A priori, le fait que les fibres soient courtes et apportent un renforcement discontinu doit permettre une bonne tenue au feu grâce au pouvoir isolant du béton. Cependant la question reste entière en ce qui concerne les sections fissurées. Peu d'essais ont été réalisés concernant ces problèmes, mais les bétons de fibres semblent montrer un comportement satisfaisant [113-114].

2.12.4. Résistance à la fatigue

Des études expérimentales mettent en évidence une nette augmentation de la résistance à la fatigue avec l'incorporation de fibres dépendant du type et du dosage. Les BFM ont une résistance à la fatigue d'environ 65 à 90 % plus grande que la résistance statique à 2 millions de cycles [115,116]. Les essais effectués sur prismes prefissurés renforcés avec 0,5 % de fibres, soumis aux cycles de chargement entre 10 et 80 % de la résistance statique, montrent que la durée de vie (100 000 cycles en moyenne) est la même pour les deux séries de prefissuration.

2.12.5. Comportement dynamique

L'arrachement d'une fibre peut dissiper une importante énergie. Cette propriété a conduit les chercheurs à étudier le comportement des bétons de fibres soumis à un chargement dynamique. La gamme des chargements dynamiques est très vaste [117]. On peut en distinguer deux catégories : les séismes et les chocs (mous ou durs). Les deux types d'action ont été étudiés et ont montré une augmentation de l'énergie dissipée grâce aux fibres. En ce qui concerne les simulations de séismes, on retrouve des résultats du même ordre que pour les chargements cycliques évoqués plus haut [118-121]. On peut néanmoins souligner un meilleur comportement des nœuds de rive par rapport aux nœuds courants, car ceux-ci sont

plus durement sollicités par les chargements combinant cisaillement et flexion. L'intérêt des fibres est ici de remplacer tout ou partie des étriers ce qui diminuerait la main d'œuvre et faciliterait le bétonnage.

En ce qui concerne les chocs, on peut distinguer les essais de perforation des essais de souffle ou de choc mou. Dans tous les cas, on observe une nette augmentation de l'énergie dissipée et de l'effort maximal appliqué [122-125]. Bailly suggère que cette augmentation reflète un mécanisme de structure (multifissuration) couplé à une augmentation de l'énergie dissipée lors de l'arrachement dynamique d'une fibre. Dans le cas d'une combinaison de fibres avec des armatures traditionnelles, on observe une augmentation importante du pic d'effort notamment avec un BHP.

2.12.6. Durabilité

Le maître d'ouvrage souhaite, bien évidemment, être assuré de la pérennité de la construction. En ce qui concerne les fibres métalliques, le problème principal est la corrosion. Des essais ont été menés en laboratoire et sur site, sur des blocs sains ou fissurés [126-130]. La détérioration observée dépend du milieu extérieur mais aussi de l'ouverture initiale des fissures. Ainsi lors du resurfaçage d'une autoroute au Québec, on a pu observer l'absence de corrosion des fibres d'acier dans les fissures d'ouverture inférieures à 0,3 mm, après 8 années de service, et malgré l'utilisation de sels de déverglaçage [131]. Enfin, les fibres affleurant à la surface se corrodent rapidement, ce qui nuit à l'aspect des parements et est particulièrement néfaste pour les applications en bâtiment, même si la rouille ne se propage pas en profondeur. Afin de remédier partiellement à ces problèmes, on peut utiliser des fibres traitées contre la corrosion.

Références bibliographiques

Références bibliographiques

- [1] Aïtcin PC. Bétons haute performance, Edition Eyrolles, 2001.
- [2] Chemrouk M. Etude des ingrédients du mélange pour formuler un béton hautement performant et durable. Journée d'Etude : Réflexion sur le Béton en Algérie, 20 Novembre 2006, Université Abou bekr Belkaid, Tlemcen.
- [3] Ansari F. Stress-strain Response and Failure Surface of High Strength Concrete Under Generalized State of Stress; Proceeding of International Congress: Challenges of Concrete Construction, Conference 1: Innovations and Development in Concrete Constructions; Dundee, Scotland, 5-11 September 2002, 781-794.
- [4] Tahenni T. Etude de la capacité portante en effort tranchant des poutres en béton armé renforcées en fibres d'acier avec référence particulière aux poutres en béton à hautes performances. Thèse de Doctorat, USTHB, Alger, 2016, 208p.
- [5] BAEL 91/ modifié 99. Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des Etats Limites. Edition Eyrolles, 1999.
- [6] ACI 318-95, Building code requirements for structural concrete, ACI Manual of Concrete Practice, Part 3 : Use of Concrete in Building –Desing, Specifications, and Related Topics,345 PP.Detroit, Michigan, 1996.
- [7] Hamarat M, Chemrouk M, Boulekbache B. Béton à hautes performances-caractérisation mécanique. 1^{er} Congrès International sur la Technologie et la Durabilité du Béton, CITEDUB 1, USTHB, Alger, 24-26 Mai 2004.
- [8] Hamarat M, Chemrouk M. Béton à haute performance : Etude expérimentale sur la formulation : National Seminar of Civil Engineering, Oran, January 2003.
- [9] Gutierrez P.A.A, Canovas M. F. High Performance Concrete: Requirements for Constituent Materials and Mix Proportioning. ACI Materials Journal, 1996;93(3) :233-241.
- [10] Hamrat M. Béton à Haute Performance : Formulation et Propriétés Rhéologiques et Mécaniques. Thèse de Magister, Institut de Genie Civil, Centre Universitaire de Chlef, Algeria,1994.
- [11] Irvani S. Mechanical Properties of High Performance Concrete. A.C.1 Materials Journal, 2000; 93(5):416-426.
- [12] Chemrouk M, Hamrat M. High Performance Concrete: Experimental studies of the Material ; Proceeding of the International Congress : the Challenges of Concrete Construction, Conference 1 : Innovations and Development in Concrete Constructions; Dundee, Scotland, 5-11 September 2002, 869-877.
- [13] Punkki J, Golaszewski J, Gjorv O. Workability Loss of High Strength Concrete ; A.C.I, Materials Journal, 93 (5), 1996;427-431.
- [14] Boulmelh M. Formulation et propriétés d'un béton à haute performance à partir de matériaux locaux. Thèse de Magister, USTHB, Alger, 2002.
- [15] Karouche A. Béton à Haute Performance : Caractérisation du Matériau avec référence particulière aux déformations différées. Thèse de Magister, USTHB, Alger, 2001.
- [16] Malier I. Les Bétons à Haute Performance : Caractéristiques, Durabilité, et Applications, Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussée, Paris, 1992.

- [17] Chemrouk M, Atari N. Durability of concrete with particular reference to high performance concrete ; Proceeding of the International Symposium : Role of Concrete in Sustainable Development; Dundee, Scotland, 3-4 September 2003, 245-254.
- [18] Hamrat M. Comportement structurel du béton à hautes performances (Flexion et effort tranchant). Thèse de Doctorat, USTHB, Alger, 2010, 143p.
- [19] Norme Française NF P18-408. Bétons-Essais de fendage, 1981.
- [20] Boulekbache B. Etude des bétons de fibres métalliques avec référence aux propriétés rhéologiques et de ductilité sous sollicitations de : Compression, Fendage, Cisaillement direct et Flexion, Thèse de Doctorat, USTHB, 2010, 153p.
- [21] Tahenni T. Fissuration en béton avec référence particulière au béton à haute performance. Mémoire de Magister, USTHB, Alger, 2006, 124p.
- [22] ACI Comité. State of the art report on high strength concrete. ACI 363-92.PP-53, 1992.
- [23] CEB-FIP. Model Code Revision, Bulletin d'information N°172/173, 1978.
- [24] Carrasquillo R.L, Nilson A.H, Slate F.D. Properties of high strength concrete subjected to short term loads. ACI Journal, 1981;171-178
- [25] Raphael J.M. Tensile strength of concrete, ACI Materials Journal, Mars-April, 1984, 158-165.
- [26] ACI Committee 318. (2002). "Building Code Requirements for Structural Concrete" (ACI 318-02) and Commentary (ACI 318R-02), Farmington Hills, Mich., 2002.
- [27] Ahmad S.H, Shah S.P. Structural properties of high strength concrete and its implication for precast prestressed concrete. PCI Journal, 1985;3(6):92-119.
- [28] Burg R.G, Ost B.W. Engineering properties of commercially available high-strength concrete. Portland Cement Association, 1992, 55p.
- [29] Eurocode 2: design of concrete structures-part 1: general rules and rules for building, BS EN 1992-1-1: 2004.
- [30] BS8110. Structural Use of Concrete, Part1, Code of Practice for Design and Construction, British Standards Institution, London, 1997, 173 p.
- [31] Zain M. F. M, Mahmud H. B, Ilham A, Faizal M. Prediction of spling tensile strength of high-performance concrete. Cement and Concrete Research, 2002; 32:1251-1258.
- [32] Shuaib A.H, Shah S.P. Structural properties of high strength concrete an dits implications for precast pretressed concrete, PCI Journal, 1985;3(6):92-119.
- [33] AFREM. Extension du domaine d'application des règlements de calcul BAEL/BPEL aux bétons à 80 MPa, Bulletin des laboratoires de ponts et chaussées, Mai 1996 ; 131-150, numéro spécial XIX.
- [34] BS 1881: Partie 118. Testing concrete. Method for determination of flexural strength, 31 January 1983.
- [35] NFP 18-407. Résistance à la flexion, Décembre1981.
- [36] Neville A.M. Propriétés des bétons, Édition Eyrolles, 2000, 755 p.
- [37] Chemrouk M. Slender concrete deep beams: behaviour, serviceability and strenth, PhD Thesis, Newcastle, 1988.
- [38] ACI Comité. State of the art report on high strength concrete. ACI 363-1992; 53.
- [39] Diata Y. Corrélation entre lois, le module d'élasticité, le module de rupture, le coefficient de poisson et la résistance en compression simple de BTHR (60-120 MPa). Mémoire de Maîtrise Sciences Appliquées Spécialité : Génie Civil, Sherbrooke, Québec, Canada, 1987.

- [40] Hamrat M. Les bétons à hautes performance. Thèse de Magister, Université de Chlef, 1996.
- [41] Khayat K.H, Manai K, Trudel A. In situ Mechanical properties of wall elements cast using self-consolidating concrete. *Materials Journal*, 1997;94(6):492-500.
- [42] CEB-FIP Model Code. Bulletin d'information N°213/214, May 1993.
- [43] CEB Modèle Code. CEB-FIP pour les structures en béton, bulletin d'information CEB N° 228, 1995,12-13.
- [44] CAN3A23-3-M84. Design of concrete structures for building, 1984.
- [45] Chemrouk M, Hamrat M. High performance concrete-Experimental studies of the material. Congrès International, Dundée, Scotland, 5-11 September 2002.
- [46] Techniques et méthodes de LCPC, guide technique. Recommandations pour la durabilité des bétons durcis soumis au gel, 2003, 172p.
- [47] Tahenni T, Chemrouk M. Amélioration de la ductilité du béton à haute performances par l'ajout de fibres d'acier. Proceedings, Colloque National sur la Pathologie des Constructions, Université de Constantine, 25-26 Novembre 2008.
- [48] Tahenni T., Chemrouk M. Etude des Flèches et des Ouvertures de Fissures des Poutres en Béton Armé Contenant des Fibres d'Acier, Proceedings, First International Conference on Sustainable Built Environment Infrastructures in Developing Countries, SBEIDCO, Oran, 12- 14 October 2009.
- [49] Chemrouk M. Polycopié, Cours de Première Année Magister, Notions Avancées de Béton Structural, Faculté de Génie Civil, USTHB, Alger, 2002.
- [50] Chemrouk M, Tahenni T, Boulekbeche B. Béton Renforcé en fibres : un matériau aux avantages multiples. Proceedings, 1^{ère} Conférence Internationale sur les Energies, Matériaux et Environnement, CIEME'09, Université de Khemis Miliana, 22- 23 Novembre 2009.
- [51] Tahenni T, Chemrouk M. Fissuration en béton avec référence particulière au béton à haute performance, Proceedings, Séminaire National de Génie Civil, SNGC'07, Université d'Annaba, 20-21 Novembre 2007.
- [52] Chah S.P. Fibre Reinforced Concrete, Chapter 6 in Handbook of Structural Concrete, a book edited by FKKong, RHEvans, ECohen, and FRoll and published by Pittman, London, Melbourne and Boston,1983.
- [53] Porte H.F. The Preparation of Concrete-From Selection of Materials to Final Deposition. *ACI Material Journal*, 1910; 6, (2):287-303.
- [54]Cuyken F., Venstermans J. Béton renforcé de fibres d'acier. *CSTC Magazine (Bruxelles)*, Septembre 1977, N°3,2-19.
- [55] Chemrouk M. Béton Renforcé en Fibres, Polycopié, Cours de Première Année Magister, Faculté de Génie Civil, USTHB, Alger, 2009.
- [56] Naaman A.E. Fibre Reinforced Concrete- State of Progress at the Edge of the New Millennium, 9th Conference on Concrete Engineering and Technology, (CONCET), Kuala Lumpur, Malaysia, 2006.
- [57]Chanvillard G. Analyse expérimentale et modélisation micromécanique du comportement des fibres d'acier tréfilées, ancrées dans une matrice cimentaire, Etudes et Recherches des Laboratoires des Ponts et Chaussées: OA12, 1993.

- [58] Boulekbeche B, Hamrat M, Chemrouk M, Amziane S. (2009). Influence of the Rheology of Steel Fibres Reinforced Concretes on their Mechanical Properties, *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 2009;13(4):473-488.
- [59] Chemrouk M, Boulekbeche B, Hamrat M, Tahenni T. High Performance Concrete Using Slags as Mineral Additives and Steel Fibres, *Proceeding of the 10th Arab Structural Engineering Conference*, Kuwait, 13-15 November 2006.
- [60] Boulekbeche B, Chemrouk M, Amziane S. Flowability of Steel Fibre Reinforced Concrete, *Proceedings of the International Congress 'Béton 2008'*, Istanbul, 19-22 June 2008.
- [61] Brandt A.M.(2008).Fibre reinforced cement-based (FRC) composites after over 40 years of development in building and civil engineering. *Composite Structures*, 2008; 86(1):3-9.
- [62] Di Prisco M. FRC: structural applications and standards. *Materials and Structures*, 2009;42(9):1169-1171.
- [63] Chanvillard G, Aitcin P.C, Lupien C, Do M.T. Les resurfaçages minces adhérents en béton renforcés de fibres métalliques", *Colloque Francophone, les bétons renforcés de fibres métalliques, recherches en cours et réflexion sur leur développement*. Béthune, France, juillet 1994, 93-104.
- [64] Rossi P. *Projet National BEFIM. Le développement industriel des Bétons de Fibres Métalliques : conclusions et recommandations*, 2002, 262 p.
- [65] Snyder J, Lankard D.R. (1972). Factor affecting flexural strength of steel fibrous concrete. *ACI Journal*,1972;69(2):96-100.
- [66] Swamy R.N, Mangat P.S. Influence of fiber geometry on the properties of steel fibre-reinforced concrete. *Cement and Concrete Research*, 1974; 4(3):307-313.
- [67] Hugues B.P, Fattuhi N.I. The workability of steel fibre-reinforced concrete. *Magazine of Concrete Research*, 1976; 28(96):157-161.
- [68] Philipse A.P. The Random Contact Equation and Its Implications for (Colloidal) Rods in Packings, Suspensions and Anisotropic Powders, *Langmuir*, 1996,1127-1133.
- [69] Evans K.E, Gibson A.G. Prediction of the Maximum Packing Fraction Achievable in Randomly Oriented Short-fiber Composites. *Composite Sciences and Thecnology*, 1986; 25:149-162.
- [70] Serna Ros P. *Etude de la contribution des fibres métalliques à l'amélioration du comportement du béton au cisaillement*, Thèse à l'ENPC, 1984,77 p.
- [71] Fanella D, Naaman A.E. Stress-Strain Properties of Fiber Reinforced Mortar in Compression. *ACI Materials Journal*, 1985; 82(4):475-483.
- [72] Balaguru P, Dipsia M.G. Properties of fiber reinforced high-strength semi-lightweight concrete. *ACI Materials Journal*,1993;90(5):399-405.
- [73] Amziane S. *Comportement cyclique des bétons ordinaires et des BHP*. Thèse de Doctorat, Ecole Centrale de Nantes, 1998, 152 p.
- [74] Nataraja M.C, Dhang N, Gupta A.P. Stress-strain curves for steel-fiber reinforced concrete under compression. *Cement and Concrete Composites*, 1999; 21(5):383-390.
- [75] Daniel L. *Comportement de poutres en béton à hautes performances fibré sous sollicitations sismiques*. Thèse de Doctorat, Université de Nantes, 2001,143 p.
- [76] Balendran R.V, Zhou F.P, Nadeem A, Leung A.Y.T. Influence of steel fibres on strength and ductility of normal and lightweight high strength concrete. *Building and Environment*, 2002; 37(12):1361-1367.

- [77] Ramakrishnan V, Coyle W.V, Kulandaisamy V, Schrader E.K. Performance Characteristics of Fiber Reinforced Concretes with Low Fiber Contents. *ACI Materials Journal*, 1981;78(5):388-394.
- [78] Harrouche N. Formulation et comportement à la fissuration des fibres métalliques. Thèse de Doctorat, Université Paris 6, 1989.
- [79] Paillere A.M. (1993). Le béton de fibres métalliques, Etats actuels des connaissances. *Annales de l'ITBTP, série béton*, 1993 ;302(515) :39-68.
- [80] Rossi P. Steel fiber reinforced concretes (SFRC): An example of French research. *ACI Materials Journal*, 1994;91(3):273-279.
- [81] Yazdani N, Spainhour L, Haroon S. Application of fiber reinforced concrete in the end zones of precast prestressed bridge girders. Final report, Florida A & M University, December 2002, 195 p.
- [82] Wafa F.F, Ashour S.A. Mechanical Properties of High-Strength Fiber Reinforced Concrete. *ACI Structural Journal*, 1992; 89(5):449-455.
- [83] Lim T.Y, Paramasivam P, Lee S.L. Analytical Model for Tensile Behavior of Steel-Fiber Concrete. *ACI Materials Journal*, 1987;84(4):286-298.
- [84] Rossi P, Acker P, Malier Y. Effect of steel fibres at two stages: The material and the structure. *Materials and Structures*, 1987;20:436-439.
- [85] Ramakrishnan V, Wu G.Y, Hosalli G. Flexural Behavior and Toughness of Fibre Reinforced Concrete," *International Symposium on Recent Developments in Concrete Fiber Composites*, Washington, D.C, 1989, 69-77.
- [86] Balaguru P, Nahari R, Patel M. Flexural Toughness of Steel Fiber Reinforced Concrete. *ACI Materials Journal*, 1992;89(6):541-546.
- [87] Fischer G., Li V.C. Effect of Matrix Ductility on Deformation Behavior of Steel-Reinforced ECC Flexural Members under Reversed Cyclic Loading Conditions. *ACI Materials Journal*, 2002; 99(6):781-790.
- [88] Li V.C, Ward R, Hamza A.M. (1992). Steel and Synthetic Fibers as Shear Reinforcement. *ACI Materials Journal*, 1992;89(5):499-508.
- [89] Narayanan R, Darwish I.Y.S. Use of Steel Fibers as Shear Reinforcement. *ACI Structural Journal*, 1987; 84(3):216-227.
- [90] Valle M, Büyüköztürk O. (1993). Behavior of Fiber Reinforced High-Strength Concrete under Direct Shear. *ACI Materials Journal*, 1993; 90(2):122-133.
- [91] Khaloo A.R, Nakseok K. Influence of Concrete and Fiber Characteristics on Behavior of Steel Fiber Reinforced Concrete under Direct Shear. *ACI Materials Journal*, 1997; 94(6):592-601.
- [92] Majdzadeh F, Soleimani S.M, Banthia N. (2006). Shear strength of reinforced concrete beams with a fiber concrete matrix. *Concrete Journal of Civil Engineering*, 2006; 33(6):726-734.
- [93] Casanova P. Les bétons renforcés de fibres métalliques : du matériau à la Structure. Thèse de Doctorat, ENPC, Paris, France, 1995, 203 p.
- [94] Cucchiara C, La Mendola L, Papia M, (2004). Effectiveness of stirrups and steel fibres as shear reinforcement. *Cement and Concrete Composites*, 2004; 26(7):777-786.
- [95] Zollo R.F. Fibrous concrete flexural testing-Developing standardized techniques. *ACI Materials Journal*, 1980; 77(5):363-368.

- [96] Dupont D, Vandewalle L. Distribution of steel fibres in rectangular Sections. *Cement and Concrete Composites*, 2005; 27(3):391-398
- [97] Atassi M.F. Etude du comportement des bétons de fibres métalliques : influence de la géométrie des fibres, du dosage et de l'anisotropie de leur répartition. Thèse de l'INSA de Lyon, 1997, 222 p.
- [98] Shah S.P, Rangan B.R. (1971).Fiber reinforced concrete properties. *ACI Materials Journal*, 1971; 68(2):126-137.
- [99] Swamy R.N. Fibre reinforcement of cement and concrete. *Materials and Structures*, 1975; 8(45):235-254.
- [100] Barros J.A.O, Figueiras J.A. Flexural Behavior of SFRC: Testing and Modeling. *Journal Material in Civil Engineering*, 1999; 11(4):331-339.
- [101] Taerwe L.R. Influence of Steel Fibers on Strain-Softening of High-Strength Concrete. *ACI Materials Journal*, 1993; 89(1):54-60.
- [102] Ashour S.A, Wafa F.F. Mechanical properties of High-Strength Fiber Reinforced Concrete. *ACI Structural Journal*, 1992; 89(5):449-455.
- [103] Neville A. M. Properties of concrete, Eds Pitman, Londres, 1981.
- [104] Acker P. Comportement mécanique du béton : apports de l'approche physicochimique. Rapport de recherche des LPC, N°152, 1988.
- [105] Guénot I. Les origines physiques du fluage propre du béton : étude expérimentale et modélisation de pâtes de ciment, thèse de doctorat en préparation au LCPC, 1995.
- [106] Adams M. Behaviour of steel fibre concrete under different loading conditions, *RILEM*, 1975; comm. 4.11, 527-531
- [107] Dehousse N. Méthode d'essais et caractéristiques mécaniques des bétons armés de fibres métalliques, *RJLEM Symposium*, 1975, chapitre 4, 119-136.
- [108] Acker P. Retraits et fissurations du béton, *Documents Scientifiques et techniques de L'AFPC*, 1992, 42 p.
- [109] El Hachem M. Etude de l'influence de la fibre de fonte sur le retrait et le fluage du béton. Thèse de Doctorat de l'Ecole Centrale Paris, 1990.
- [110] Granju J.L. Le béton renforcé de fibres comme nouveau matériau de réparation, Rapport, Projet V.N.B, 1991.
- [111] Kovler K, Sikuler J, Bentur A. Restrained shrinkage tests of fibre reinforced concrete ring specimens: effect of core thermal expansion. *Materials and Structures*, 1993; 26:231-237.
- [112] Kamal M. M, Bahnasaway H.H, EI-Refai F.E. Behaviour of fibre reinforced concrete beams exposed to fire, *Fibre Reinforced Cement and Concrete*, Proceedings du 4^{ème} Symposium International de la RILEM, Sheffield, 1992, 764-774.
- [113] Sarvaranta L, Mikkola E. Fibre mortar composites under fire conditions: effects of ageing and moisture content of specimens. *Materials and Structures*, 1994; 27:532-538.
- [114] Kodur V. K. R, Lie T. T. Fire resistance of hollow steel columns filled with steel fiber reinforced concrete, *FRC-95, Modern developments*, Banthia N. And Mindess S. (Eds.), Toronto, 26-29 Mars 1995, 289 - 302.
- [115] Morris A.D, Garret G.C. A Comparative Study off the Static and Fatigue Behaviour of Plain and Steel Reinforced Mortar in Compression and Direct Tension", *G.B. International Journal of cement composites*, 1981;3(2):73-91.

- [116] Ramakrishnan V, Josifek C. Performance Characteristics and flexural fatigue strength of concrete steel fiber composites , Proceeding of the international symposium on fiber reinforced concrete, Décembre, Madras, India, 2.73-2.84, 1987.
- [117] Toutlemonde F. Résistance au choc des structures en béton, publication du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, 1995, 346 p.
- [118] Lakshmipathy M, Santhakumar A.R. Experimental verification of the behaviour of reinforced fibrous concrete frames subjected to seismic type of loading, FRC-86, Development in Fiber Reinforced Cement and Concrete, RILEM Symposium, Sheffield,1986, 2, Section 8.
- [119] Jindal R, Sharma V. Behavior of steel fiber reinforced concrete knee-type beamcolumn connections, Fiber Reinforced Concrete Properties and Applications. ACI SP-105, 1987.
- [120] Del Toro Rivera R. Comportement des noeuds d'ossature en béton armé sous sollicitations alternées. Thèse de Doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1988.
- [121] La Borderie C. Phénomènes unilatéraux dans un matériau endommageable: modélisation et application à l'analyse de structures en béton. Thèse de Doctorat de l'Université de Paris VI, 1991.
- [122] Naaman A.E. Fiber reinforced concrete under dynamic loading, Fiber Reinforced Concrete, International Symposium, ACI SP-81,1984:169-186.
- [123] Reinhardt H.W, Körnieling H.A, Zielinski A.J. (1986). The split Hopkinson bar, a versatile tool for the impact testing of concrete. *Matériaux et Constructions*, 1986; 19(109): 55-63.
- [124] Razani M, Muría D, Hamelin P. Comportement au choc de structures en béton de fibres, Conférence Internationale Mesures et essais en Génie Civil, Villeurbanne, 1988, 321-337.
- [125] Bailly P. Comportement mécanique des composites ciment-fibres, l'apport des essais dynamiques, Rapport Scientifique du GRECO II Géomatériaux,1990 : 295-311.
- [126] Hannant D.J., Edgington J.Durability of steel fibre concrete, RILEM Symposium on Fibre Reinforced Cement and Concrete, Construction Press, Lancaster,1975;1:159-169.
- [127] Mangat P.S, Gurusamy K. Permissible crack widths in steel fibre reinforced marine concrete. *Materials and Structures*, 1987; 20:338-347.
- [128] Kosa K, Naaman A.E, Hansen W. Durability of fiber reinforced mortar. *ACI Materials Journal*,1991;88(3):310-319.
- [129] Hara T, Shoya M, Kikuchi K. Assessment of steel fibre concrete exposed for 14 years, Fibre Reinforced Cement and Concrete, proceedings du 4^{ème} Symposium International de la RILEM, Sheffield,1992, 872-882.
- [130] Grzybowski M, Meyer C. (1993). Damage accumulation in concrete with and without fiber reinforcement. *ACI Materials Journal*, 1993; 90(6):594-604.
- [131] Chanvillard G, Aïtcin P.C, Lupien C, Do M.T. Les resurfaçages minces adhérents en béton renforcé de fibres métalliques, Les Bétons Renforcés de Fibres Métalliques, Colloque Francophone, Buyle-Bodin F., Granju J.L., Pigeon M. (Eds), Béthune, France, juillet 1994, 93-104.