Université Yahia Farès de Médéa

Laboratoire Matériaux et Environnement (LME)

THÈSE de Doctorat 3ème cycle (LMD)

en Génie Civil

Option : Ingénierie de Construction et Risques Géotechniques

Présenté par

IRKI Ilyes

Thème

RENFORCEMENT DU BETON AUTOPLAÇANT (BAP) PAR DES FIBRES : UTILISATION DANS LA REPARATION DES STRUCTURES ENDOMMAGEES

Soutenue le 15 / 04/ 2017, devant le jury composé de :

Pr. Boukendakdji Othmane	Université de Médéa	Président
Pr. Debieb Farid	Université de Médéa	Directeur de thèse
Pr. Kadri El-Hadj	Université de Cergy Pontoise	Codirecteur de thèse
Pr. Moulai-Mostefa Nadji	Université de Médéa	Examinateur
Pr. Ghrici Mohamed	Université de Chlef	Examinateur
Dr. Aoudjane kheir Eddine (MCA)	USTHB d'Alger	Examinateur

DEDICACES

DEDICACES

Je dédié ce travail à toute ma famille mes frères (Hichem et karim), mes sœurs (Sihem, Bahia et Hiba et surtout pour mes parents pour leurs aides et leurs encouragements permanents tout au long de cet période de 5 ans.

Un grand dédicace à ma fleur, ma petite fille Hadjer. et toute la famille.

REMERCIEMENTS

REMERCIEMENTS

Ce Travail a été effectué au sein du Laboratoire de Génie civil de l'université de Médéa en collaboration avec le laboratoire Mécanique et Matériaux du Génie Civil (L2MGC) de l'Université de Cergy-Pontoise en France.

Je tiens à remercier tout particulièrement mon directeur de thèse Monsieur DEBIEB Farid, Professeur à l'université de Médéa, pour la confiance qu'il ma accordé, pour ses conseils, son soutien permanent durant la réalisation de ce travail.

Je tiens à remercié également mon Co-directeur de thèse, le Professeur El-Hadj KADRI de l'Université de Cergy Pontoise pour sa disponibilité, pour ces conseils judicieux et le temps qu'il m'a accordé durant ces années de collaboration.

Je tiens à exprimer aussi toute ma gratitude aux membres de jury, le prof. BOUKENDAKDJI Othmane , le prof. Moulai-mostefa Nadji, le prof. Ghrici Mohamed ainsi que le Dr. Aoudjane kheir Eddine d'avoir accepté d'examiner cette thèse et pour l'intérêt qu'ils ont porté à ce travail.

Je voudrais également exprimer mes remerciements à Monsieur Lilian CRISTOFOL, à monsieur Mathurin DRU, à madame Noémie CHAUMONT et madame Annelise COUSTURE, ainsi que tout les membres du personnel de laboratoire Mécanique et Matériaux du Génie Civil (L2MGC) de l'Université de Cergy-Pontoise en France, pour leurs aides, leurs conseils précieux, leurs ses remarques toujours pertinentes et leurs disponibilité.

J'exprime mes remerciements aussi à ma femme DR. SETTARI Chafika , pour son aide et le temps qu'elle ma accordé pour la réalisation de ce modeste travaille de doctorat.

J'adresse mes vifs remerciements à tous mes collègues doctorants KESSEIR Mohamed, GUADOURI Hamid, AISSA Mohamed, GUENDOUZ Mohamed et OUAZIR Amine. SKENDER Zakaria, SAFIEDDINE Salim, ainsi que M^{elle} BOUKHELKHAL Djamila pour leurs soutiens, leurs aides et leurs encouragements.

RESUMES

ملخص

الخرسانة المرصوصة ذاتيا هي خرسانة عالية المرونة التي تستطيع ملأ القوالب تحت تأثير ثقلها الخاص ،(بدون أي اهتزازات)، كما تستطيع المرور في الأماكن الضيقة و من خلال قضبان التسليح ، إضافة الألياف الحديدية لهذا النوع من الخرسانة ينقص من التشققات الناتجة عن التقلصات في سن حديثة، و تحسن بعضا من خصائصها، بينما الألياف تستطيع التأثير على ليونة الخرسانة المرصوصة ذاتيا، في هذه الدراسة خمسة أطوال (20، 30، 35، 40، 50مم ± 2 مم) وبست نسب حجميه (0.3، 0.5، 0.8، 1.2، 1و 1.4%) قد استعملت. لتقييم أثر الألياف الحديدية على ليونة الخرسانة ، و الخصائص الميكانيكة للخرسانة المرصوصة ذاتيا المقواة بالألياف الحديدية. استعمل هذا الأخير في تقوية الخرسانة العادية. بينت النتائج التجريبية أن إضافة الألياف الحديدية بنسب حجمية و بأطوال عالية تنقص من ليونة الخرسانة المرصوصة ذاتيا، بإنقاص قابلية المرور و تزيد من إمكانية الانسداد ، فيما يخص الخصائص الميكانيكية للخرسانة فقد تحسن كل من مقاومة الانحناء و ثابت المرونة ، في حين لاحظنا انخفاض طفيف في مقاومة الضغط و هذا كلما زادت النسب الحجمية و أطوال الألياف الحديدية. كما تحسنت بشكل كبير الخصائص الميكانيكية للخرسانة المقواة.

المفاتيح : الخرسانة المرصوصة ذاتيا ، الألياف الحديدية ، النسب الحجمية ، الخرسانة العادية ، الخرسانة المقواة .

RESUMÉ

Le béton autoplaçant est un béton très fluide qui remplit le coffrage sous son propre poids (sans aucune vibrations) , il passe aussi facilement dans les petits espaces et entre les armatures . L'incorporation des fibres dans ce béton limite les fissures dû au retrait à jeune âge et améliore certaines de ses propriétés , cependant les fibres peuvent affecter sa fluidité.

Dans cette étude ,cinq longueurs de fibres métalliques (20, 30, 35 , 40 et 50 mm ± 2 mm) avec six différentes fractions volumiques (0,3% , 0,5 % , 0,8 % , 1 % , 1,2 % et 1,4%) ont été utilisées, pour évaluer l'effet des fibres sur les propriétés rhéologiques ,et mécanique du béton autoplaçant fibré (BAPF). Ce béton autoplaçant fibré est aussi utilisé pour renforcer le béton ordinaire. Les résultats expérimentaux ont montré que l'addition des fibres métalliques avec un pourcentage volumique et une longueur élevée, diminuent l'ouvrabilité des BAP, réduisent leurs capacités de passage, et augmentent la possibilité de blocage. Les performances mécaniques des bétons en terme de résistance à la flexion et du module d'élasticité ont été améliorés. La résistance à la compression est légèrement diminuée avec l'augmentation de la fraction volumique des fibres métalliques. Les caractéristiques mécaniques du béton ordinaire renforcé par le béton autoplaçant fibré ont été améliorés.

Mots clés :

béton autoplaçant, fibres métalliques, béton autoplaçant fibré, béton renforcé.

ABSTRACT

Self-compacting concrete(SCC) is a highly-workable concrete that fills formwork under its own weight (without any vibration or impact). It also passes easily through small spaces between reinforcement bars. The inclusion of fibres in such concrete limits the concrete shrinkage cracks at early age and enhances some of its properties. However ,fibres may affect their flowability. In this study, five lengths of steel fibres(20, 30, 35, 40 and 50 mm±2mm) with six different volume fractions (0.3%, 0.5%, 0.8%,1%,1.2% and 1.4%) were used to evaluate rheological, and mechanical of fibre reinforced self compacting concrete (FR-SCC). fibre reinforced self compacting concrete is also used to reinforce ordinary concrete. Experimental results showed that the addition of steel fibres with higher content and longer length decreases the workability of self compacting concrete , reduces its passing ability and increases the possibility of blockage. Mechanical performances of concrete in terms of flexural strength and elasticity modulus were improved, where the slightly compressive strength decreased with an increase in content of steel fibres. Mechanical characteristics of ordinary concrete reinforced with reinforced self compacting concrete were improved.

Keys words : Self compacting concrete, steel fibres, volume fraction, ordinary concrete, reinforced concrete .

SOMMAIRE

SOMMAIRE

Dédicaces

Remerciements

Résumé

Liste des tableaux

Liste des figures

Notation

INTRODUCTION GENERALE

Chapitre I: Synthèse bibliographique 4

I.1 .Béton Autoplaçant....4

I.1.1. Introduction....4

I.1.2. Bétons Autoplaçants....5

I.1.2.1. Définition et historique du BAP 5

I.1.2.2. Caractérisation des BAP a l'état frais 7

A. Essais d'étalement et T_{50} (EN 12350-8)....7

B. Essai d'entonnoir en V (V-Funnel) (EN 12350-9) 8

C. Essai de stabilité au tamis (EN 12350-11) 9

D. Essai de La Boîte En L (L-Box) EN 12350-10....9

I.1.2.3. Influence des paramètres de formulation sur les propriétés à l'état frais du BAP....10

I.1.2.3.1. Adjuvants 10

I.1.2.3.2.Agent de cohésion....12

I.1.2.3.3.Fines....12

I.1.2.3.4.Autres paramètres de formulation 13

I.1.2.4. Méthodes de formulation des Bétons Autoplaçant 14

I.1.2.4.1. Méthode générale 15

I.1.2.4.2. Méthode JSCE....16

I.1.2.4.3. Méthode suédoise (CBI) 17

I.1.2.4.4. Méthode française (LCPC) 19

I.2 . Rhéologie du béton....20

I.2.1. Introduction....20

I.2.1. Importance de l'étude rhéologique du béton 20

I.2.2. Importance de l'étude rhéologique du béton 21

I.2.3. Paramètres rhéologiques du béton....21

I.2.3.1.Viscosité 21
I.2.3.2. Contrainte de cisaillement 24
I.2.3.3. Vitesse de cisaillement 24
I.2.3.4. Seuil de cisaillement 25
I.2.4. Différents comportements rhéologiques du béton 26
I.2.4.1. Fluides newtoniens 26
I.2.4.2. Les fluides non-newtoniens 26
I.2.4.2.1.Fluide Binghamien 26
I.2.4.2.2. Fluide rhéofluidifiant 27
I.2.4.2.3.Fluide rhéoépaississant 27
I.2.4.2.4.Modèles rhéologiques de base 28
I.2.4.3. Thixotropie 28
I.2.5. Modèle du comportement rhéologique du béton 29
I.2.6. Rhéologie des bétons Autoplaçants 29
I.2.7. Effet des fibres sur la rhéologie des bétons autoplaçant fibrés 30
I.3. Béton de fibres 32
I.3.1 Introduction 32
I.3.2 . Différents types de fibres utilisées dans le béton 33
I.3.2.1.Fibres métalliques 33
I.3.2.2.Fibres minérales 34
I.3.2.2.1.Fibres de verre 34
I.3.2.2.2.Fibres de carbone 34
I.3.2.3.Fibres organiques 35
I.3.2.3.1.Fibres d'Aramide 36
I.3.2.3.2.Fibres de polypropylène 36
I.3.2.4. Fibres végétales 37
I.3.3. Rôle des fibres 38
I.3.4. Principe d'action des fibres 40
I.3.5. Processus de couture des fissures 41
I.3.6. Bétons autoplaçant fibrés 42
I.3.6.1.Influence des fibres sur les propriétés a l'état frais du BAP 42
I.3.6.1.1.Etalement 43
I.3.6.1.2.EntonnoirenV (V-funnel) 44

I.3.6.1.3. Couronne (J-RING) 44
I.3.6.1.4.Résistance à l'écoulement 45
I.3.6.1.5.Orientation et distribution des fibres 46
I.3.6.2.Comportement mécanique des bétons autoplaçants fibrés 46
I.3.6.2.1.Flexion 46
I.3.6.2.2.Compression et traction 48
I.4. Pathologie et réparation des structures 49
I.4.1. Introduction 49
I.4.2. Pathologie de béton 49
I.4.2.1.Dégradation de béton 49
I.4.2.2.Origine de dégradation du béton 50
I.4.2.2.1.Origine mécanique 50
I.4.2.2.2.Chimique 51
I.4.2.3.Symptômes et manifestations de dégradation du béton 52
I.4.2.3.1.Les fissures 53
I.4.2.3.2.L'écaillage 53
I.4.3. Réparation des ouvrages 54
I.4.3.1. Adhérence entre béton réparé et matériau de réparation 57
I.4.3.2. Choix du matériau de réparation et principe de compatibilité 60
I.4.3.2.1.Différents types de compatibilité 61
I.4.3.2.2.Facteurs d'influence de la compatibilité entre la réparation et le support 64
I.4.3.3. Réparation Par Béton Fibré 65
I.4.3.4. Procède de réparation 66
I.4.3.4.1.Démolition du béton détérioré 66
I.4.3.4.2.Préparation de la surface 67
I.4.3.5. Caractéristique Des Réparations 67
I.4.3.5.1.Essais pour caractériser des réparations 67
I.4.3.5.2.Mesure des déformations 68
I.4.3.5.3.Mesure de la rugosité 68
I.4.3.5.4.Adhérence 68
I.4.3.5.5.Flexion statique et cyclique 69
I.4.4. Mise en place et conditions de réparation 70
I.4.5. Comportement structural d'une réparation 71

I.4.6. Conclusion 76
Chapitre II : Etude expérimentale 78
II.1. Introduction 78
II.2. Matériaux utilisés 79
II.2.1. Ciment 79
II.2.2. Granulat 80
II.2.3. Superplastifiant 81
II.2.4. Eau de gâchage 81
II.2.5. Fibres métalliques 81
II.3. Formulation des bétons 83
II.3.1. Mortiers Autoplaçant équivalent 83
II.3.1.2. Etat frais 84
II.3.1.3. Procédure de malaxage 88
II.3.1.4. Etat durci 88
II.3.2. Béton Ordinaire 89
II.3.3. Béton Autoplaçant 90
II.3.3.1. Séquence de malaxage du béton 91
II.3.3.2. Etat frais 92
A. Essais d'étalement et T_{50} (EN 12350-8) 92
B. Essai d'entonnoir en V (V-Funnel) EN 12350-9 92
C. Essai de stabilité au tamis EN 12350-11 92
D. Essai de La Boîte En L (L-Box) EN 12350-10 93
II.3.3.3. Etat durci 94
A. Résistance à la compression : 94
B. Résistance à la traction par flexion : 94
C. Retrait et gonflement (NF P 15-404) 95
D. Absorption d'eau par capillarité (NE 13057) 95
E. Le module d'élasticité (ISO 6784) 96
II.3.4. Procédure de renforcement 96
II.3.4.1.Préparation Des Surfaces 96
II.3.4.2.Techniques de renforcement : 96
II.3.4.3.Conservation des éprouvettes 97
A. Conservation sous l'eau (EN 12390-2) 97

B. Conservation à l'air libre 98
II.3.5. Variables étudiées.....99
Chapitre III : Présentation et discussions des résultats.....102
III.1. Effet des fibres sur les mortiers autoplaçants fibrés 102
III.1.1.Rhéologie des mortiers autoplaçants fibrés.....102
III.1.1.1. Modèle rhéologique des MAPF 102
III.1.1.2. Effet des fibres sur le moment de rotation et la viscosité 103
III.1.1.3. Relation entre l'étalement et le moment de rotation.....104
III.1.1.4. Relation entre le Tv-funnel et le moment de rotation.....105
III.1.1.5. Effet des fibres sur la contrainte de cisaillement.....106
III.1.1.6. Effet des fibres sur le seuil de cisaillement du BAP 106
III.1.2. Propriétés mécaniques des mortiers autoplaçants fibrés.....108
III.1.2.1. Résistance à la compression 108
III.1.2.2. Résistance à la traction par flexion 108
III.2. Béton Autoplaçant fibré 111
III.2.1.Effet de l a longeur des fibres sur le BAPF 111
III.1.2.1.2.Etat durci.....118
III.2.2.Effet du type des fibres.....129
III.2.2.1.Etat frais.....129
A. Etalement et T_{50} 130
B. Effet des fibres sur Le temps d'écoulement à travers le V-funnel.....132
C. Capacité de Remplissage à travers le L-Box 133
D. Stabilité au tamis.....134
III.2.2.2.Etat durci.....135
A. Résistance à la compression 135
B. Résistance à la traction par flexion 137
C. Module d'élasticité.....139
D. Absorption d'eau par capillarité 141
E. Variation dimensionnelle 143
E.1 Retrait.....143
E.2 Gonflement.....145
III.2.3. Renforcement bu béton ordinaire par béton autoplaçant fibré.....148
III.2.3.1. Résistance à la compression des bétons renforcés 148

III.2.3.2. Résistance à la traction par flexion des bétons renforcés 149

LISTE
DES TABLEAUX

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I. 1. Classification des étalement. 7
Tableau I. 2. Classes de viscosité apparente t_{500} 8
Tableau I. 3. Classes de viscosité apparente - Entonnoir en V 8
Tableau I. 4. Classes de résistance à la ségrégation. 9
Tableau I. 5. Classes du taux de remplissage.....10
Tableau I. 6. Définitions des viscosités 23
Tableau I.7.Modèles de comportement rhéologique des fluides 28
Tableau I. 8.Recommandation concernant l'espacement normalisé des barres afin d'éviter le blocage dans les BAP fibrés 45
Tableau I.9. Principaux Symptômes De La Dégradation Du Béton 54
Tableau II. 1.Types de bétons réalisés et fibres utilisés 78
Tableau II. 2.Propriétés physiques d'identification des sables utilisés. 80
Tableau II. 3. Propriétés physiques d'identification des graviers utilisés. 80
Tableau II. 4. Fibres utilisés. 82
Tableau II. 5.Caractéristiques des fibres utilisés.....82
Tableau II. 6.Résultats d'étalement sur MAP pour différentes % de SP.....83
Tableau II. 7Compositions des différentes familles de mortiers réalisés pour 1m3 de béton . 84
Tableau II. 8. Composition de béton pour 1m3 90
Tableau II. 9.Caractéristiques de béton ordinaire à l'état frais 90
Tableau II. 10. Compositions des différents BAPFM étudiés dans 1 m3 du béton. 91
Tableau III. 1. Différents BAP réalisés et propriétés à l'état frais. 112
Tableau III. 2. Caractéristiques à l'état frais (Effet du type de fibre).....130

LISTE DES FIGURES

LISTE DES FIGURES

Figure I. 1. Action des superplastifiants - Défloculation des grains de ciment.....11
Figure I.2. Schéma glissement des couches d'un liquide 22
Figure I.3. Schéma de vitesse de cisaillement. 24
Figure I.4. Contributions de la phase solide et de la phase liquide à la résistance au cisaillement du béton 25
Figure I.5. Les comportements rhéologiques des fluides. 27
Figure I.6. Comportement d'un corps thixotropique 29
Figure I.7. Viscosité plastique en fonction du facteur de fibre. 31
Figure I. 8. Mesures rhéologique des BAPF. 31
Figure I.9. Quelques formes de fibres d'acier.....33
Figure I.10. Fibres de verres. 34
Figure I. 11.. Fibres de carbones 35
Figure I.12. Fibres d'Aramide hachées et en files.....36
Figure I. 13. Fibres de polypropylène.....37
Figure I. 14. Fibres végétales. 38
Figure I. 15. Illustration de l'apport du renfort par des fibres 39
Figure I. 16. Différents facteurs influant sur le comportement mécanique d'un béton renforcé de fibres.....40
Figure I.17. Processus de fissuration du béton 41
Figure I. 18. Schéma de l'interaction des fibres avec le développement des fissures dans un composite [59].....41
Figure I.19. Effets des fibres sur l'étalement des BAP 43
Figure I.20. Evolution de l'étalement en fonction du facteur de fibre 44
Figure I. 21. Evolution du temps d'écoulement à travers l'essai V-Funnel en fonction du facteur de fibres. 44
Figure I. 22. Courbe effort-flèche pour différentes compositions 47
Figure I. 23. Comportement à la traction de différentes type de BAP 48
Figure I. 24. a) Intrados Des Ponts Dégradés b) Barrières De Retenue Dégradée....51
Figure I. 25. Stratégie d'intervention à réparer 56
Figure I. 26. Les Trois Principales Étapes D'une Bonne Réparation 57
Figure I. 27. Types De Dégradation 59
Figure I. 28. Fissuration de réparations avec et sans renforcement 59
Figure I. 29. Principe de compatibilité entre la réparation et le substrat.....63

Figure I. 30. Méthodologie des essais de traction Avec et sans claquage thermique 69
Figure I. 31. Type de chargement 70
Figure I. 32. Courbe contrainte-déformation en compression et traction simple pour un béton usuel.....72
Figure I. 33. État des contraintes sur des sections réparées soumises à des chargements de compression et flexion pour des matériaux homogènes, isotropes et linéaires (adhérence parfaite) 74
FigureII.1.Analyse granulométrique des granulats.....81
Figure II. 2. Différentes formes de fibres utilisées.....82
Figure II. 3. Protocole de l'essai d'étalement 85
Figure II. 4. Le croisillon et la cuve du rhéomètre utilisé.....87
Figure II. 5. Le Rhéomètre Anton Paar utilisé.....87
Figure II. 6. Profil de vitesse de rotation en fonction du temps (s).....88
Figure II. 7. Procédure de malaxage.....88
Figure II. 8. Machine INSTRON pour la mesure de la résistance à la traction par flexion numérique. 89
Figure II. 9. Schématisation de technique de réparation 97
Figure II. 10. protocole de Techniques de réparation.....97
Figure II 11. Variables étudiées. 100
Figure III. 1. Profil de vitesse de rotation en fonction du temps (s).....102
Figure III. 2. Relation entre le couple et le gradient de cisaillement. 103
Figure III. 3. L'effet des fibres sur le moment de rotation (g). 104
Figure III. 4. L'effet des fibres sur la viscosité relative (h).....104
Figure III. 5. L'étalement en fonction du moment de rotation. 105
Figure III. 6. Le temps du temps de V-Funnel en fonction du moment de rotation.....105
Figure III. 7. La contrainte de cisaillement en fonction du gradient de cisaillement 106
Figure III. 8. Le seuil de cisaillement en fonction du dosage en fibres.....107
Figure III. 9. Le seuil de cisaillement en fonction du moment de rotation.....107
Figure III. 10. Evolution de la Résistance à la compression.....108
Figure III. 11. Evolution de la Résistance à la traction par flexion.....109
Figure III. 12. Relation Charge-Déformation du MAPF 110
Figure III. 13. Etalement en fonction du facteur fibre.....113
Figure VI. 14. T500 en fonction du facteur fibre.....114
Figure III. 15. Etalement homogène. Figure III. 16. Etalement déformé. 114

Figure III. 17. Temps d'écoulement TV-funnel en fonction de facteur fibre.....115
Figure III. 18. Capacité de passage en fonction de facteur fibre.....116
Figure III. 19. Cas de blocage des fibres 116
Figure III. 20. Teneur maximale en fibre en fonction de la longueur 117
Figure III. 21. Résistance à la compression du BAPF en fonction du facteur fibre (7jours)..VI.
.....118
Figure III. 22. Résistance à la compression en fonction du facteur fibre (28 jours).....119
Figure III. 23. Résistance à la compression en fonction du facteur fibre (90 jours).....119
Figure III. 24. Résistance à la traction en fonction du facteur fibre (7 jours).....121
Figure III. 25. Résistance à la traction en fonction du facteur fibre (28 jours).....121
Figure III. 26. Résistance à la traction en fonction du facteur fibre (90 jours).....122
Figure III. 27. Module d'élasticité en fonction du facteur fibre (28 jours) 123
Figure III. 28. Retrait en fonction de l'âge du F35-BAP-X % 123
Figure III. 29. Retrait en fonction de l'âge du F40-BAP-X % 124
Figure VI. 30. Retrait en fonction de l'âge du F50-BAP-X % 124
Figure III. 31. Gonflement en fonction de l'âge du F35-BAP-X % 125
Figure III. 32. Gonflement en fonction de l'âge du F40-BAP-X % 126
Figure III. 33. Gonflement en fonction de l'âge du F50-BAP-X % 126
Figure III. 34. Absorption d'eau en fonction de temps des différent BAP réalisés.....127
Figure VI. 35. Absorption d'eau en fonction de temps des différent BAP réalisés.....128
Figure III. 36. Absorption d'eau en fonction de temps des différent BAP réalisés.....128
Figure III. 37. Absorption d'eau des BAPF en fonction de la longueur et le pourcentage des
fibres. 129
Figure III. 38. Etalement des bétons en fonction du type et pourcentage en fibres 131
Figure III. 39. T50 en fonction du type et pourcentage en fibres 131
Figure III. 40. TV-Funnel en fonction du type et pourcentage en fibres 132
Figure III. 41. Capacité de passage en fonction du type et pourcentage en fibres 133
Figure III. 42. Blocage des fibres.....134
Figure III. 43. Résistance à la ségrégation en fonction du type et pourcentage en fibres 135
Figure III. 44. Résistance à la compression en fonction des bétons et pourcentage en fibres à
7 jours. 136
Figure III. 45. Résistance à la compression en fonction des bétons et pourcentage en fibres à
28 jours 136

Figure III. 46. Résistance à la compression en fonction des bétons et pourcentage en fibres à 90 jours 137
Figure III. 47. Résistance à la traction en fonction des bétons et pourcentage en fibres à 7 jours 138
Figure III. 48. Résistance à la traction en fonction des bétons et pourcentage en fibres à 28 jours. 138
Figure III. 49. Résistance à la traction en fonction des bétons et pourcentage en fibres à 90 jours 139
Figure III. 50. Module d'élasticité en fonction des bétons et pourcentage en fibres à 28 jours. 140
Figure III. 51. Module d'élasticité en fonction de la résistance à la traction 140
Figure III. 52. Absorption d'eau en fonction de l'âge des F1-BAP. 141
Figure III. 53. Absorption d'eau en fonction de l'âge du F2-BAP. 142
Figure III. 54. Absorption d'eau en fonction de l'âge du F3-BAP 142
Figure III. 55. Absorption d'eau en fonction du pourcentage des fibres. 143
Figure III. 56. Retrait en fonction de l'âge du F1-BAP. 144
Figure III. 57. Retrait en fonction de l'âge du F2-BAP. 144
Figure III. 58. Retrait en fonction de l'âge du F3-BAP. 145
Figure III. 59. Retrait en fonction du volume de fibre. 145
Figure III. 60. Gonflement en fonction de l'âge du F1-BAP. 146
Figure III. 61. Gonflement en fonction de l'âge du F2-BAP. 146
Figure III. 62. Gonflement en fonction de l'âge du F3-BAP. 147
Figure III. 63. Gonflement en fonction du volume de fibre. 147
Figure III. 64. Résistance à la compression du béton F1-BR. 148
Figure III. 65. Résistance à la compression du béton F2-BR. 149
Figure III. 66. Résistance à la compression du béton F3-BR. 149
Figure III. 67. Résistance à la tractionpar flexion du béton F1-BR. 150
Figure III. 68. Résistance à la traction par flexion du béton F2-BR. 150
Figure III. 69. Résistance à la traction du béton F3-BR. 151

LISTE
DES ABREVIATIONS

LISTE DES ABREVIATIONS

SCC	Self compacting concrete
BAP	Bétons autoplaçants
AFGC	Association française du génie civil
BHP	Béton à haute performance
BFUP	béton fibré à ultra-haute performance
BV	Béton vibré
SP	Super plastifiant
AFm	mono sulfo-aluminate
JSCE	Japanese Society of Civil Engineers
G/S	Rapport (Gravier /sable)
E[MPa]	Module d'élasticité
E/F	Rapport (Eau/fines)
E/C	Rapport (Eau/ciment)
E/L	Rapport (Eau/liant)
μ[Pa.s]	Viscosité
τ [Pa]	Contrainte de cisaillement
γ	Vitesse de cisaillement
τ_0 [Pa]	Seuil de cisaillement
$\dot{\gamma}$ [1/s]	le taux de cisaillement
PAN	Polyacrylonitrile
CET	Coefficient d'expansion thermique
PITCH	Fibres isotropiques
L_f/D_f	Elancement des fibres
$V_f.L_f/D_f$	Facteur fibre
FM	Fibres métalliques
FS	Fibres synthétiques
CO_2	gaz carbonique
σ_c [MPa]	Contrainte dans le béton d'origine .
σ_r[MPa]	Contrainte dans le béton de réparation
Ac[m^2]	Aire du béton d'origine .

Ar [m^2]	Aire du béton de réparation.
Ec [MPa]	Module élastique du béton d'origine .
Er [MPa]	Module élastique du béton de réparation.
ε_{eff}	Déformation effective du matériau de réparation (déchargement total ou partiel avant réparation)
φ_r	Coefficient de fluage du matériau de réparation
BO	Béton ordinaires.
BAPT	Béton autoplaçant témoin sans fibres.
BAPF1	Béton autoplaçant de fibres métalliques industrielles MEDAFAC
BAPF2	Béton autoplaçant de fibres métalliques industrielles FIBRETAKA
BAPF3	Béton autoplaçant de fibres métalliques industrielles RC-80/50.
BR	Béton renforcé
F1	METAL FIBRES MEDAFAC (GRANITEX) ;
F2	METAL FIBRES RC-80/50-BN(Sika).
F3	METAL FIBRESFIBRETAK A (TEKNA CHEM)
F4	METAL FIBRES Fibralex ESF 20mm (SIKA)
MAP	Mortier Autoplaçant
S/M	Rapport (Sable /mortier)
MAPT	Mortier autoplaçant témoin
MAPF-X%	Mortier autoplaçant de fibre métallique
SETAM	Société d'étude technique a Médéa
g [Nmm]	Moment de rotation
h [Pa s]	Viscosité

F35-BAP-X%	Béton autoplaçant à base de fibre de 35mm
F40-BAP-X%	Béton autoplaçant à base de fibre de 40mm
F50-BAP-X%	Béton autoplaçant à base de fibre de 50mm
F1-BAP-X%	Béton autoplaçant à base de fibre F1
F2-BAP-X%	Béton autoplaçant à base de fibre F2
F3-BAP-X%	Béton autoplaçant à base de fibre F3
BR-0%	Béton réparé par BAP témoin
F1-BR-X%	Béton réparé par BAP à base de fibre F1
F2-BR-X%	Béton réparé par BAP à base de fibre F2
F3-BR-X%	Béton réparé par BAP à base de fibre F3

Introduction générale

1.Contexte

La seconde moitié du vingtième siècle est marquée par une intense activité de construction d'infrastructures en béton et par un développement sans cesse croissant du parc immobilier. Ces ouvrages ont une durée de vie limitée, plusieurs d'entre eux nécessitent aujourd'hui des réparations, d'entretien, ou des reconstructions partielles, à cause des différentes dégradations signalées, la nature et l'origine des défauts sont multiples. Ainsi, le domaine des réparations en béton connaît, depuis une dizaine d'années, un essor important dans le secteur du bâtiment et des travaux publics.

Deux types de réparations peuvent être exécutées: une reconstruction partielle ou une réparation mince. Dans le premier cas, l'état de la structure est tel que ses capacités sont réduites et elle n'est plus sécuritaire. La reconstruction partielle peut exiger l'utilisation d'étaiements afin de pouvoir enlever le béton de façon sécuritaire et des barres d'armatures sont ajoutées dans la partie reconstruite. Dans le second cas, la réfection se limite à enlever le béton détérioré sur une profondeur de quelques millimètres, soit inférieur à100mm d'épaisseur, et à le remplacer par un nouveau béton, avec ou sans ajout d'armature, afin de retrouver l'aspect esthétique et structurale de la structure d'origine. La réparation d'un élément en béton fait généralement intervenir deux matériaux très différents. La mise en place d'un béton jeune sur un support de béton plus ancien provoque différents types de problèmes, tant physico-chimiques que mécaniques, liés à la compatibilité au sens large des deux matériaux en contact. La compatibilité déformationnelle n'étant jamais parfaitement assurée, notamment en ce qui concerne les variations volumiques, la capacité d'adaptation du matériau sera un paramètre important pour la durabilité de la réparation Plusieurs études récentes ont montré que le retrait de séchage a un effet préjudiciable pour les réparations.

Dans nos chantiers , plusieurs entreprises négligent les compositions des bétons fournit par les laboratoires concernées, à savoir le lavage des granulats ; l'utilisation d'un rapport E/C élevé pour obtenir un béton maniable…etc. Ces défauts de gâchage mènent à des résistances faibles par rapport à celle recommandé par le règlement parasismique algérien RPA99 version 2003, qui est égale à 20 MPa. Dans le but de renforcer ce béton on a pensé à utiliser un béton autoplaçant fibré comme un matériau de renforcement.

2. Objectif et intérêt scientifique du sujet

Le béton autoplaçant désigne des bétons très fluides, homogènes et stables, mis en place sans vibrations. Leur compaction s'effectue par le seul effet gravitaire et ils confèrent à la structure une qualité au moins équivalente à celle correspondant aux bétons classiques mis en œuvre par vibration d'où le qualificatif d'autoplaçant. L'ajout des fibres métalliques à tels types de béton peut améliorer ces caractéristiques mécanique. Dans le but de renforcer le béton autoplaçants, on a utilisé Trois types de fibres avec différentes fractions volumiques pour étudier l'effet de la longueur et le type de ces derniers sur les caractéristiques rhéologiques et mécaniques des bétons autoplaçants.

3. Subdivion du travail

Le présent travail est structuré en trois chapitres précédé par une introduction générale. Le premier chapitre est une synthèse bibliographique divisé sur quatre parties. La première partie de ce chapitre est la présentation du béton autoplaçant, sa caractérisation, sa formulation ainsi que ses propriétés , La deuxième partie est consacrée à la rhéologie du béton en générale et ses modèles de comportement rhéologique. Le renforcement du béton par les fibres en particulier fait l'objet de la troisième partie, alors que et la quatrième partie se rapporte à la pathologie et la réparation des ouvrages en béton armé ,

Les matériaux utilisés, la procédure expérimentale, le matériel utilisé ainsi que les essais réalisés sont résumés dans le deuxième chapitre.

L'analyse et l'interprétation des résultats intégrés dans le troisième chapitre ont permis de déterminer l'intérêt que présente cette recherche vis-à-vis du processus de développement durable .

Des conclusions générales qui synthétisent les principaux résultats obtenus et les perspective scientifiques recommandées pour étoffer cette recherche clôturent ce travail.

CHAPITRE I

Synthèse bibliographique

Chapitre I: Synthèse bibliographique

I.1 .Béton Autoplaçant

I.1.1. Introduction

Ce premier chapitre résume une étude bibliographique restreinte sur le béton autoplaçant, son historique, sa formulation, ses propriétés ainsi que ces caractéristiques principales qui le favorise par rapport au béton conventionnel.

Le béton autoplaçant ou BAP est un béton capable de se mettre en place dans les coffrages les plus complexes et très encombrés uniquement sous l'effet de la pesanteur. Ainsi, ce type de béton ne requiert aucun moyen de vibration pour consolider le mélange avec comme résultat un produit très homogène [1]. Un BAP doit être apte à passer à travers les armatures les plus serrées avec, cependant , une vitesse dépendante de la viscosité du mélange. Pour remplir cette condition, le béton doit être très fluide, c'est à-dire très déformable. Or, ceci n'est possible que si le rapport eau/ciment est élevé ou si le béton contient un super plastifiant.

Seulement, la fluidité n'est pas la seule propriété recherchée, car il faut bien s'assurer de l'homogénéité de l'ensemble pâte-granulats. De façon corollaire, le mélange du BAP doit être très cohésif, très stable lors de la mise en place et cela jusqu'à son durcissement. Ceci implique que le BAP doit présenter le minimum de tassement et de sédimentation des particules solides et éviter de présenter un ressuage trop fort , car cela génère une hétérogénéité des propriétés mécaniques, telle qu'une chute d'adhérence des armatures en partie supérieure des levées par rapport à celles situées en zone inférieure lors du coulage [2]. Une bonne stabilité liée, entre autres, à la viscosité du mortier et de son seuil de cisaillement nécessite soit l'ajout d'un agent de viscosité afin d'améliorer la cohésion de l'ensemble, soit d'augmenter la teneur en matière cimentaire et de réduire la teneur en eau libre. Aussi une bonne stabilité est liée à une optimisation de la compacité granulaire.

Cette complexité conduit à la combinaison de différents paramètres pour obtenir la résistance à la compression recherchée. Mais avant d'atteindre cette étape, il est indispensable de s'assurer d'une part de la bonne capacité de remplissage de ces bétons, donc une déformabilité supérieure à celle des bétons ordinaires [3]. D'autre part, il faut s'assurer de la stabilité du mélange et éviter, par conséquent, la ségrégation [4]. Très souvent, la satisfaction de ces deux exigences entraîne un compromis. Autrement dit, en plus de garantir un étalement compris entre 500 et 700 mm et d'assurer une très bonne capacité de remplissage, il faut que

l'agent de viscosité introduit pour améliorer la viscosité ne réduise pas les performances mécaniques du béton .En effet, l'utilisation d'un agent colloïdal peut augmenter l'air occlus dans des proportions suffisantes pour réduire significativement la résistance du béton.

Les BAP se distinguent des bétons ordinaires notamment par leurs propriétés à l'état frais Ces propriétés se caractérisent principalement par :

- Une mobilité en milieu non confiné (décrite par l'essai d'étalement) ;
- Une stabilité (c'est -à-dire une résistance à la ségrégation et au ressuage).

Afin de pouvoir répondre à ces caractéristiques, la composition d'un BAP doit être soigneusement mise au point .

I.1.2. Bétons Autoplaçants

I.1.2.1. Définition et historique du BAP

Au Japon, le nombre d'ouvriers qualifiés dans la construction n'a cessé de diminuer depuis le début des années 1980, engendrant une perte de connaissance, notamment dans les techniques de vibration du béton. L'utilisation de bétons très fluides, ne nécessitant pas d'apport d'énergie extérieure pour le serrage, est apparue comme une solution possible à ce problème [5-7]. C'est ainsi qu'est né le concept des bétons autocompactants «self-compacting concrete», traduit par béton autoplaçant ou béton autonivellant. La nécessité de ce type de béton a été proposée par OKAMURA en 1986 [8,9]. Des études pour développer le béton autoplaçant y compris une étude fondamentale sur l'ouvrabilité du béton ont été effectuées par OZAWA et ses collègues à l'université de Tokyo [10, 11].

Le premier prototype a été accompli en 1988 en utilisant des matériaux disponibles sur le marché Japonais. Ce béton a été appelé *"Béton à Haute Performance"* et a été défini en trois états comme suit [10] :

1. Etat frais : autoplaçant
2. Jeune âge : action d'éviter des défauts initiaux
3. Etat durci : protection contre des facteurs externes

Presque en même temps, le béton à haute performance a été défini par le professeur AITCIN, comme un béton à durabilité élevée due au faible rapport eau/ciment, depuis le

béton à haute performance a été répandu autour du monde pour ce référer aux bétons à durabilité élevée.

Par conséquent, OKAMURA [10] a changé le nom du béton proposé par "Béton Autoplaçant à Haute Performance".

Le premier article sur le béton autoplaçant a été publié en 1989 par OZAWA [9,10], et en 1992 OZAWA et d'autres collègues ont présenté un papier sur ce sujet à une conférence internationale de béton tenu à Istanbul [12]. Cette présentation a accéléré l'intérêt international pour le béton autoplaçant. En 1998, le premier atelier international sur le béton autoplaçant a été tenu à Kochi au Japon. A travers les efforts de Ozawa et ses collègues une recherche plus intensive prospérée, particulièrement à de grandes compagnies de construction en Asie et en conséquence le béton autoplaçant était employé pour la réalisation de plusieurs structures comme des ponts, tunnels, bâtiments,... etc [7,9].

Avantages techniques :

- Facilité et rapidité dans la mise en œuvre du béton (coulage en un seul point, augmentation du débit de béton pompé).
- Bétonnage en milieux fortement ferraillés.
- Amélioration de la qualité des parements et de l'enrobage des aciers.
- Réalisation d'éléments de forme plus complexe.
- Avantages socio-économiques :
- Réduction du coût de la main d'œuvre.
- Absence de systèmes de vibration (intérieurs ou extérieurs) réduisant ainsi les coûts et les nuisances sonores dans et au voisinage du chantier.
- Réduction du temps de bétonnage et des besoins de ragréage.
- Toutefois, certains points restent à surveiller dans l'utilisation du béton autoplaçant :
- Augmentation du coût des matières premières, par la présence des nouveaux adjuvants, et des différentes additions minérales.
- Compatibilité des matériaux.
- Etanchéité des coffrages.

I.1.2.2. Caractérisation des BAP a l'état frais

Il n'existe pas d'essai standard, ni de critère bien défini pour s'assurer qu'un béton est effectivement autoplaçant. En effet, le comportement spécifique des BAP `a l'état frais rend quasi inadaptés la plupart des essais classiques sur les bétons traditionnels : les essais au maniabilimètre ne sont pas possibles en l'absence de vibration et l'essai classique d'affaissement au cône d'Abrams est inopérant, l'affaissement étant ici «total».C'est pourquoi les chercheurs et les industriels ont développé toute une série d'essais plus ou moins complémentaires, mais dont l'interprétation reste bien souvent subjective et dépendante de l'opérateur. Dans la suite du document seront présentés les essais proposés par l'AFGC [13]. qui ont été normalisés en 2010 comme Règles complémentaires pour le béton autoplaçant. Ces essais permettent de donner une vision qualitative pour les BAP.

A. Essais d'étalement et T_{50} (**EN 12350-8)**

Cet essai consiste à déterminer l'habilité du béton à se déformer sous son propre poids en faisant face aux forces de friction. C'est l'essai type pour évaluer la déformabilité du béton autoplaçant**.**

- Classe d'étalement et t_{50}

L'étalement et la viscosité apparente t_{50} peuvent être classé selon la norme européenne (EN 12350-8) suivant plusieurs classes résumé dans les tableaux suivants:

Tableau I. 1. Classification des étalement.

Classe	**Étalement en mm** [a), b)] (Valeurs limites applicables aux charges individuelles)
SF1	550 à 650
SF2	660 à 750
SF3	760 à 850

a) La spécification d'une classe d'étalement peut être remplacée par une valeur cible.

b) La classification n'est pas applicable au béton dont la dimension maximale du granulat (granulométrie) excède 40 mm.

Tableau I. 2. Classes de viscosité apparente t_{500}

Classe	t_{500} (s) a), b) (Valeurs limites applicables aux charges individuelles)
VS1	< 2,0
VS2	≥ 2,0
a) La spécification d'une classe de viscosité class peut être remplacée par une valeur cible. *b) La classification n'est pas applicable au béton dont la dimension maximale du granulat (granulométrie) excède 40 mm.*	

B. Essai d'entonnoir en V (V-Funnel) **(EN 12350-9)**

Cet essai permet d'estimer le temps de vidange de béton sous son propre poids. Le temps mesuré indique la fluidité et la capacité de béton a passé dans des orifices qui sont petites (capacité de passage / blocage).

- Classe de viscosité apparente : entonnoir en V

La viscosité apparente V-funnel peut être classé selon la norme européenne EN 12350-9 suivant plusieurs classes résumé dans le tableau suivant:

Tableau I. 3. Classes de viscosité apparente - Entonnoir en V

Classe	Temps (s) relatif à l'essai d'écoulement à l'entonnoir en V a), b) (Valeurs limites applicables aux charges individuelles)
VF1	< 9,0
VF2	9,0 à 25,0
a) La spécification d'une classe de viscosité peut être remplacée par une valeur cible. *b) La classification n'est pas applicable au béton dont la dimension maximale du granulat (granulométrie) excède 22,4 mm.*	

C. Essai de stabilité au tamis **(EN 12350-11)**

Il permet de tester la ségrégation du mélange frais. Juste après le malaxage, l'entonnoir est rempli par un échantillon de 10 litres de béton, et puis on couvrit le seau pour protéger le béton de la dessiccation et on le laisse pour un temps de 15 mn. Dans cet essai, avant de peser le tamis + fond sur la bascule et faire la tare il faut qu'on pèse le fond seul, et le tamis à vide afin de peser. Le fond avec la laitance à partir de la formule suivante :

$$P_{laitance} = P_{fond+laitance} - P_{fond} \qquad \text{(eq.I. 1)}$$

Et Le pourcentage en poids de laitance par rapport au poids de l'échantillon selon l'équation sous dessous:

$$P = \frac{\text{Masse laitance}}{\text{Masse de l'échantillon}} 100 \qquad \text{(eq.I. 2)}$$

C.1. Classes de résistance à la ségrégation-Essai de stabilité au tamis

La résistance à la ségrégation peut être classé selon la norme européenne EN 12350-9 suivant plusieurs classes résumé dans le tableau suivant:

Tableau I. 4. Classes de résistance à la ségrégation.

Classe	**Pourcentage de laitance (%)** [a), b)] (Valeurs limites applicables aux charges individuelles)
SR1	≤ 20
SR2	≤ 15

a) La spécification d'une classe de résistance à la ségrégation peut être remplacée par une valeur maximale différente.

b) La classification n'est pas applicable au béton contenant des fibres ou au granulat léger.

D. Essai de La Boîte En L (L-Box) **EN 12350-10**

Cet essai est réalisé en utilisant une boite ayant une forme en L. Elle permet de tester la mobilité du béton en milieu confiné et de vérifier que sa mise en place ne sera pas contrariée par des phénomènes de blocage inacceptables. La partie verticale de la boite est entièrement remplie de béton (le volume nécessaire est d'environ 13 litres). Après arasement, on laisse le

béton reposer pendant une minute. Puis on lève la trappe et on laisse le béton s'écouler dans la partie horizontale de la boite à travers le ferraillage. La distance libre entre les barres est de 39 mm. Quand le béton ne s'écoule plus, on mesure les hauteurs H_1 et H_2 et on exprime le résultat en terme de taux de remplissage H_2/H_1. Lorsque le béton s'écoule mal à travers le ferraillage et qu'il se produit un amoncellent de granulats en aval de la grille. C'est le signe d'un problème de blocage ou de ségrégation. Il est également possible d'exprimer le résultat de l'essai par la seule valeur de H_1. Cette mesure est plus précise que le rapport H_2/H_1 mais son utilisation est moins répandue.

- Classes d'aptitude à l'écoulement-Boîte en L

L'aptitude à l'écoulement dans Boîte en L peut être classé selon la norme européenne EN 12350-10 suivant plusieurs classes résumé dans le tableau suivant:

Tableau I. 5. Classes du taux de remplissage.

Classe	**Taux de remplissage (–)** [a] (Valeurs limites applicables aux charges individuelles)
PL1	≥ 0,80 avec 2 armatures
PL2	≥ 0,80 avec 3 armatures
a) La spécification d'une classe d'aptitude à l'écoulement peut être remplacée par une valeur minimale différente.	

I.1.2.3. Influence des paramètres de formulation sur les propriétés à l'état frais du BAP

I.1.2.3.1. Adjuvants

L'apparition des bétons autoplaçants et des bétons à Hautes performances(BHP) est fortement liée aux progrès réalisés dans le domaine des adjuvants et plus particulièrement celui des superplastifiants (SP) [15,16]. L'action principale des superplastifiants est de défloculer les grains de ciment. Une action de répulsion électrostatique agit en neutralisant les charges électriques présentes à la surface des grains et/ou par répulsion stérique en écartant les grains les uns des autres, grâce à des chaînes moléculaires très longues. L'eau piégée par les flocs est de nouveau disponible pour la maniabilité du béton (Figure I.). Il est alors possible de mettre en œuvre des bétons très fluides, avec des rapports E/C faibles [17].

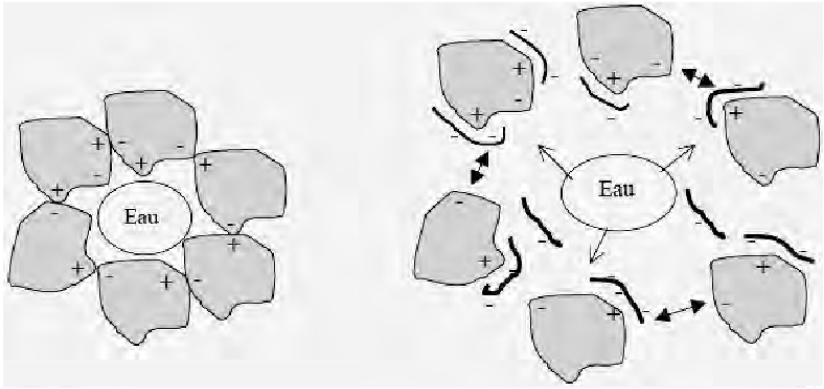


Figure I.1. Action des superplastifiants - Défloculation des grains de ciment[18]

L'ajout d'un superplastifiant aide à augmenter la fluidité. La figure I.14 montre par exemple que l'étalement augmente très fortement à partir d'un certain dosage en superplastifiant [19].

Flatt et Houst [20] définissent l'action des superplastifiants en trois mécanismes :

✓Une partie est adsorbée,

✓Une partie est consommée par les réactions avec les hydrates,

✓Une partie, en excès, reste en solution.

Ces auteurs montrent qu'une couche de gel ou de mono sulfo-aluminate (AFm) peut se former autour du ciment ce qui augmente la surface que doit recouvrir le superplastifiant pour disperser les grains [30]. Donc, plus le ciment est réactif plus la quantité de polymère à ajouter sera importante. Sugamata et al. [21] ont étudié l'influence de différent superplastifiants et de leurs dosages sur le maintien rhéologique dans le temps d'un mortier. Leurs résultats montrent que l'augmentation du dosage de superplastifiants n'a plus d'influence sur la fluidité du mortier à partir d'une certaine valeur. Cette caractéristique est maintenant bien connue. Il s'agit du dosage à saturation, c'est-à-dire le dosage au-dessus duquel l'adjuvant ne permet plus de modifier de façon significative la fluidité du mélange. Actuellement, les superplastifiants sont donc utilisés à un dosage proche du dosage `a saturation. Différents auteurs [21-24] ont montré que le moment d'introduction du superplastifiant lors du malaxage joue un rôle sur le dosage à saturation. Si l'introduction est retardée, le dosage à saturation est plus faible, i.e. il est obtenu pour une plus faible quantité de superplastifiant. Ceci est en accord avec ce que nous avons vu, car si l'hydratation du ciment est amorcée alors la consommation du superplastifiant par les hydrates sera moins importante [25]. Ainsi, le fait de retarder son introduction, permet au superplastifiant d'être

plus efficace et d'obtenir des mélanges plus fluides que s'il avait été introduit en début de malaxage.

Les BAP contiennent des superplastifiants permettant d'obtenir la fluidité souhaitée. Toute fois un dosage trop élevé (proche ou supérieur au dosage de saturation [25] peut augmenter la sensibilité du béton à des variations de teneur en eau vis-à-vis du problème de la ségrégation et du ressuage. Il est possible d'utiliser un plastifiant en synergie avec un superplastifiant.

I.1.2.3.2. Agent de cohésion

Ce sont généralement des dérivés cellulosiques, des polysaccharides ou des suspensions colloïdales. Ces produits, comme les fines, ont pour rôle d'empêcher le ressuage et de limiter les risques de ségrégation des granulats en rendant la pâte plus épaisse.

De façon schématique, l'utilisation de ces produits semble se justifier dans le cas des bétons ayant des rapports eau/fines élevés, car les fines ne sont pas toujours suffisantes pour fixer l'eau dans le béton. Ils peuvent s'avérer superflus dans le cas de BAP ayant des rapports eau/fines faibles (notamment BAP de résistance supérieure à50 MPa). Pour la gamme intermédiaire des bétons ,leur utilité est à étudier au cas par cas .Les agents de cohésion ont la réputation de rendre les BAP moins sensibles à des variations d'eau vis-à-vis du problème de ressuage et de la ségrégation [26, 27]. Par contre, leur utilisation peut conduire suivant les produits à des problèmes de dosage en centrale (cas de dosage faible), à des entraînements d'air excessifs [27] et à une diminution de la fluidité.

I.1.2.3.3. Fines

Pour leur assurer une maniabilité suffisante tout en limitant les risques de ségrégation et de ressuage, les BAP contiennent une quantité de fines (de l'ordre de 500 kg/m^3) supérieure à celle des bétons conventionnels. Ces fines proviennent du ciment, des additions et des granulats. La quantité de pâte joue une rôle important dans la fluidité car l'ajout de fines réduit les interactions entre les plus gros grains. Il est donc nécessaire dans le cas des BAP de remplacer une partie du ciment par des additions minérales. Différentes additions sont citées dans la littérature : cendres volantes, laitiers de hauts fourneaux, fumées de silice et filler calcaire. Donc, le liant est un composé binaire voire ternaire : Ciment Portland mélangé avec un ou des additions minérales. Le choix des additions et leur teneur respective dans les BAP

est réalisé pour répondre aux exigences de résistance à la compression à 28 jours et aux exigences de durabilité telles qu'imposées par les normes applicables (DTU 21,norme NF EN 206-1,...). Ces matériaux peuvent avoir une influence chimique et/ou un rôle physique selon leur nature.

L'influence des fumées de silice n'est pas très claire. Pour certains auteurs [28-30], les fumées de silice augmentent le seuil de viscosité en augmentant la compacité des mélanges. Par contre, pour Carlsward [31], les fumées de silice ne modifient pas la viscosité. Par rapport à la rhéologie d'un mélange de référence, Ferraris et al. [32] montrent que l'utilisation de fumées de silice augmente la demande en eau et en superplastifiant que ce soit pour des pâtes de ciment ou pour des bétons.

Zhu et Gibbs [33] ont étudié l'influence de différents types de filler calcaire. Dans le cas des pâtes de ciment, le type de filler utilisé ne semble pas avoir d'influence sur l'étalement. Par contre, si on s'intéresse au béton, ils montrent que le type de filler a une forte incidence sur la quantité de superplastifiant pour un étalement donné. En effet, le filler à base de craie demande plus d'adjuvantation que le filler calcaire. La différence intervient dans la présence d'impuretés, la compacité et le processus d'absorption. Malgré cela, quel que soit le type de filler utilisé, leurs résultats montrent que plus il y a de filler en remplacement du ciment, moins il faut de superplastifiants pour atteindre un étalement donné.

I.1.2.3.4. Autres paramètres de formulation

a. Volume de pâte élevé

Les formules de bétons autonivelants actuellement réalisées au Japon et au Canada se caractérisent par un fort dosage en liant. En effet, ces bétons ont souvent des teneurs en liant supérieurs à 500 $kg.m^{-3}$ [34]. De plus, les chercheurs japonais et canadiens ont montré l'intérêt d'utiliser des fortes teneurs en additions minérales (laitiers, cendres volantes, fumées de silice, additions calcaires, etc.), afin d'obtenir à la fois une grande fluidité et une bonne stabilité du béton [32, 55]. Les frottements entre les granulats limitent l'étalement et l'aptitude au remplissage des bétons. C'est pourquoi, les BAP contiennent un volume de pâte (ciment+additions+ adjuvants + eau efficace + air) important, typiquement de 330 à 400 $l.m^{-3}$, dont le rôle est d'écarter les granulats les uns des autres. Le volume de pâte dans un BAP représente 35 à 45 % du volume total, alors que dans un béton traditionnel, il est de 20 à 35%, et qu'un superplastifiant est employé pour fluidifier la pâte.

b. Volume de gravillons

Il est possible d'utiliser des granulats concassés ou roulés pour la formulation des BAP. Toute fois, comme les gravillons sont à l'origine du blocage du béton en zone confinée, il faut en limiter le volume .D'un autre côté ,la présence de gravillons permet d'augmenter la compacité du squelette granulaire du béton et donc de limiter la quantité de liant nécessaire pour obtenir l'ouvrabilité et la résistance souhaitées. En général, ces considérations conduisent à adopter un rapport gravillon/sable de l'ordre de1dans les BAP. Tous ces paramètres de formulations conduisent à des compositions différentes des BV. Les BAP présentent à la fois une grande fluidité , l'utilisation de superplastifiants ainsi qu'un volume de pâte importante.

I.1.2.4. Méthodes de formulation des Bétons Autoplaçant

Formuler un béton, c'est trouver un arrangement des divers constituants répondant à un cahier des charges donné. Dans les cas courants, le cahier des charges concerne la résistance à la compression à 28 jours et la consistance, c'est-à-dire l'affaissement au cône d'Abrams. Pour des chantiers plus spécifiques, d'autres propriétés peuvent être demandées, comme, par exemple, une prise retardée, une résistance élevée au jeune âge ou un dégagement de chaleur minimal. La solution trouvée doit si possible être optimale, ce qui signifie bien souvent avoir le plus faible prix de revient.

La plupart des formules de BAP sont conçues actuellement de manière empirique. La méthode de Dreux-Gorisse n'est en effet pas adaptée, car elle ne prend en compte ni les adjuvants ni les additions. La formulation se fait donc sur la base de l'expérience acquise ces dernières années. L'aspect économique n'est pas encore le critère prédominant de la formulation; les dosages en superplastifiant et en fines ne sont donc pas bornés. Il est vrai, paradoxalement, que l'utilisation des agents de viscosité n'est pas très diffusée, justement à cause de leur coût. Avec le temps, et le retour d'expérience, certaines plages se sont dessinées pour chaque constituant, facilitant un peu le travail du formulateur.

I.1.2.4.1. Méthode générale

Cette formulation proposée en 1993 par l'équipe du professeur OKAMURA émane de l'idée selon laquelle seul un ciment portland à faible chaleur d'hydratation ou un ciment portland riche en bélite est susceptible de générer des matériaux poudreux. Fort de ce principe, on peut donc s'attendre, une fois l'autocompactibilité obtenue, à ce que le béton durci atteigne lui aussi les performances recherchées. Pour tenir compte des variations qui peuvent se produire dans le processus de fabrication (quantité des matières, erreurs de pesages, etc.), on fixe au préalable une exigence d'autocompactibilité légèrement plus sévère que la valeur théoriquement nécessaire. La formulation comporte en fait cinq étapes [36]:

La quantité d'air (A) est choisie en fonction de la résistance au gel-dégel. Avec G_{lim}, qui est le volume absolu d'un m^3 de gros agrégats, le volume de gros agrégats (G) est évalué selon la formule

$$G = \frac{50}{100} G_{\lim} (1 - A) \qquad \text{(eq.I. 3)}$$

Le volume de fins agrégats (S) représente 40% du volume de mortier, soit :

$$S = \frac{40}{100} \frac{(1 - A - G)}{1 - K_{sf}} \qquad \text{(eq.I. 4)}$$

où K_{sf} représente le taux de fines particules (<0.09mm) dans le sable.

Le rapport volumique Eau/Poudres est déterminé par deux tests sur mortier. Le premier est un test d'écoulement avec un petit cône, le second est une mesure du temps de passage à travers un entonnoir.

La fluidité du mortier est donnée par :

$$D = \frac{d^2 - d_0^2}{d_0^2} \qquad \text{(eq.I. 5)}$$

où d est le diamètre de la galette et d_0 la base du cône.

La viscosité du mortier est donnée par :

$$T = \frac{10}{t} \qquad \text{(eq.I. 6)}$$

avec t le temps d'écoulement à l'entonnoir exprimé en secondes.

L'obtention simultanée d'un paramètre d'écoulement de 5 et d'un paramètre de temps de passage de 1 conditionne la formulation Okamura.

Le dosage en superplastifiant est évalué par rapport à la masse de poudre et à la teneur en eau, à l'aide des tests sur mortier. Cependant, le dosage pour le béton devra être ajusté (énergie de malaxage différente, etc.) en fonction de tests spécifiques. De manière semblable aux deux tests appliqués sur le mortier, l'essai d'étalement et l'essai d'entonnoir, adaptés au béton évaluent ses aptitudes à la déformation. L'étalement doit se situer entre 65 et 85 cm, et le temps de passage doit être compris entre 10 et 15 secondes [36]. Ces tests sur béton permettent de dissocier l'action d'un ajout d'eau de celle d'un ajout de superplastifiant. L'eau abaisse considérablement la cohésion du mélange et diminue le temps d'écoulement dans l'entonnoir, sans améliorer sensiblement l'étalement. Le superplastifiant diminue légèrement le temps d'écoulement en entonnoir et améliore nettement l'étalement.

I.1.2.4.2. Méthode JSCE

La démarche proposée en 1998 par la ***Japanese Society of Civil Engineers*** (JSCE) est fondée sur des travaux de recherche et des applications pratiques. Dans cette formulation, la quantité d'eau, le rapport eau/poudres et la teneur en poudre varient en fonction de l'utilisation ou non d'un agent de cohésion. Les points principaux de cette formulation sont présentés ci-après [36] :

- Le volume absolu des gros agrégats varie en fonction de l'autocompactibilité désirée. Il est situé entre 0.30et 0.32 m^3/m^3 et le diamètre maximum est limité à 20, voire 25mm.

- Quand un agent de viscosité est utilisé, la quantité d'eau se situe idéalement sous les 180 kg/m^3 dans les conditions d'exposition normales. Si la durabilité du béton n'est pas une contrainte majeure, et uniquement dans ce cas, il peut être utilisé jusqu'à 190 kg d'eau par m^3. en absence d'agents de viscosité, la quantité d'eau doit être située entre 155 et 175 kg/m^3.

- Les rapports eau/poudres et eau/liant sont basés sur les performances du béton à l'état durci. Si la fluidité n'est pas atteinte, on peut utiliser davantage de liant. Sans agent de viscosité, le rapport eau/poudres se situe entre 28 et 37% en masse et entre 85 et 115% en volume.

➢ Les quantités de liant et de poudres sont déduites des rapports précédents. Avec un agent de viscosité de type polysaccharide, les poudres représentent en général0.13m^3/m^3. dans les autres cas, une valeur standard devra être déterminée entre 0.16 et 0.19 m^3/m^3.

➢ La quantité d'air dépend du diamètre maximum du gros granulat, de la résistance souhaitée et des conditions d'exposition du béton. La valeur type s'élève à 4.5% d'air.

➢ La quantité de fins agrégats se déduit des quantités précédentes (gros agrégats, poudres, eau et air).

➢ Le dosage de superplastifiant et d'agent de viscosité est évalué selon l'expérience. Le dosage de superplastifiant dépend cependant du rapport eau/poudres et de la nature des poudres. Il est généralement situé, pour les superplastifiants de nouvelle génération, entre 1 et 2 kg d'extrait par m3, ce qui correspond, pour une solution aqueuse à 35%, à une quantité de 3 à 6 litres. Le dosage en agent de viscosité est très variable selon la nature de l'agent et le type de béton (avec ou sans ajout de fines) : de 0.15 à 0.30% de la quantité d'eau pour les agents cellulosiques, de 3 à 5% pour les acryliques, de 2 à 3% pour les glycols, de l'ordre de 0.05% pour les polysaccharides solubles.

I.1.2.4.3. Méthode suédoise (CBI)

Le béton est considéré ici comme un mélange biphasique, avec une phase solide (granulats) et une phase liquide (pâte = eau + liant + adjuvants). Les auteurs supposent que la phase liquide joue deux rôles dans un BAP. D'abord, elle fluidifie le matériau en limitant les frottements entre les granulats. Elle écarte ensuite suffisamment les gravillons pour éviter la formation de voûtes contre les armatures, responsable d'un éventuel blocage de l'écoulement les auteurs font de plus l'hypothèse qu'il existe un volume minimum de pâte permettant de remplir chacune de ces deux fonctions. Ils proposent les deux critères suivants [37]:

a. Critère de fluidité

Le volume minimum de pâte nécessaire pour fluidifier $1m^3$ de béton s'écrit :

$$V_{f\min} = 1 - \frac{(1 - V_{vide})}{C_e} \qquad \text{(eq.I. 7)}$$

où V_{vide} est la porosité (m^3/m^3) du mélange de sable et de gravillon.

$C_{e\,:}$ est un coefficient « d'écartement ». Lorsqu'il vaut 1, $V_{f\,min}$ est égal à V_{vide} : le volume de pâte remplit la porosité des granulats. Lorsque C_e est supérieur à 1, la pâte comble la porosité et écarte les granulats. Ce coefficient est calculé comme suit :

$$C_e = \left(\frac{e_{\min}}{D_{moyen}} + 1 \right)^3 \qquad \text{(eq.I. 8)}$$

$$D_{moyen} = \frac{\sum (m_i \times d_i)}{\sum m_i} \qquad \text{(eq.I. 9)}$$

Quand D_{moyen} est le diamètre moyen des granulats (mm) ; d_i est le diamètre du tamis i (mm) ; m_i est la masse de granulats sur le tamis i (kg) ; e_{min} est la distance moyenne minimale entre les granulats pour fluidifier le béton (mm). La détermination de e_{min} se fait de manière expérimentale. Des bétons avec des volumes de pâte décroissants sont confectionnés ; on considère que le volume limite de fluidité est atteint lorsque l'étalement du béton est inférieur à 65 cm ou lorsqu'il y a ségrégation. Au final, on obtient des courbes donnant la distance e_{min} en fonction de D_{moyen} pour différents rapports massiques eau /fines (E(C+F)) et pour différents diamètres maximaux du gravillon. On notera que les auteurs n'ont choisi que trois paramètres pour décrire e_{min} (E(C+F), D_{moyen}, D_{max}) au détriment, par exemple, du dosage en superplastifiant. Ils expliquent ce choix par un souci de simplicité du modèle.

b. Critère de non-blocage

Les auteurs ont proposé une approche d'évaluation du risque de blocage du béton en utilisant l'essai de la boîte en L. Ils ont fait l'hypothèse que le phénomène de blocage était indépendant de la nature de la pâte pourvu que celle-ci soit suffisamment fluide.

L'expression du risque de blocage R_b s'écrit :

$$R_b = (1 - V_p) \sum_i \frac{V_i}{V_{crit,i}} \qquad \text{(eq.I. 10)}$$

V_i : proportion volumique de grains de taille *di* rapportée au volume de granulat ;

Vp: proportion volumique de la pâte dans le béton ;

$V_{crit,i}$: fraction en volume en grain de taille i induisant un blocage.

De cette relation on peut déduire pour chaque rapport gravillon sur sable la teneur en pâte minimale pour éviter le blocage en écrivant R_b=1 (en fait, le risque de blocage a lieu si R_b est inférieur ou égal à 1).

Le choix du G/S pourrait se faire de manière arbitraire en posant par exemple G/S=1. Du point de vue économique, il serait préférable de prendre un rapport G/S le plus faible possible pour limiter la quantité de liant. On sait cependant qu'un béton fortement dosé en sable entraîne plus d'air, d'où la préférence de choisir un mélange sable gravillon avec porosité minimale.

I.1.2.4.4. Méthode française (LCPC)

Au LCPC (laboratoire central des ponts et chaussée), un modèle mathématique a été développé par De Larrard et al en 1994, ce modèle est basé sur les interactions granulaires entre les différents constituants du mélange. Il permet de prévoir la compacité d'un mélange granulaire avec une précision inférieure à 1% à partir des constituants ci-après [12] :

- Les distributions granulaires
- Les proportions du mélange
- La compacité propre
- La densité apparente

La procédure à adopter pour déterminer les proportions des divers constituants est la suivante :

➢ La proportion de liant est fixée a priori (70% de ciment, 30% d'addition par exemple)

➢ Le dosage, à saturation, du superplastifiant est déterminé. Selon l'expérience du LCPC, ce dosage pourrait conférer au béton une viscosité élevée, la moitié de ce dosage serait plus pertinente

➢ Le besoin en eau de ce mélange (en présence du superplastifiant) est déterminé

➢ Les calculs sont effectués avec le logiciel en tenant compte du confinement (effet de paroi).

La teneur en eau est ajustée pour obtenir la résistance ciblée. Le dosage en superplastifiant est ajusté également afin d'obtenir la valeur d'étalement et la seuil de cisaillement souhaités et par conséquent les propriétés requises pour le béton autoplaçant sont atteintes.

L’utilisation des BAP présente des intérêts architecturaux importants puisque, sans augmenter les performances mécaniques d’une structure donnée, ils permettent l’optimisation des sections ou la réalisation d’éléments de forme complexe. Les BAP constituent donc une alternative particulièrement intéressante au béton vibré dans les différents domaines de la construction : bâtiment, ouvrages d’art, tunnels, préfabrication, réhabilitation, etc. Globalement, leur utilisation permet de réduire les coûts de production et, parallèlement, d’améliorer les conditions de travail et la qualité des produits finis.

I.2 . Rhéologie du béton

I.2.1. Introduction

La rhéologie est l'étude du changement de la forme et de l'écoulement d'une mixture. Elle donne une meilleure définition des propriétés d’écoulement des matériaux cimentaires et fournit les grandeurs rhéologiques fondamentales (seuil d’écoulement, viscosité plastique) qui permettent de tracer des courbes d’écoulement caractéristiques des différents types de mélanges [38]. L’étude des phénomènes physiques mis en jeu, dans l’étude des écoulements des mortiers et bétons revêt une importance particulière dans le domaine de la rhéologie. De telle approche, a pour but d'expliquer et d'analyser les propriétés rhéologiques macroscopiques du béton frais à partir du comportement des phases constitutives. L'organisation de ces différentes phases telles que la viscosité du fluide suspendant, la forme et la taille des grains solides ainsi que leurs activités régissent le comportement rhéologique global de l’écoulement des matériaux cimentaires.

I.2.1. Importance de l’étude rhéologique du béton

Bien que les propriétés du béton à l'état durci soient plus évoquées pour les bétons d’aujourd’hui, il s’avère que si un béton ne peut pas être mis en place correctement, ses propriétés désirées ne seront pas obtenues. Pour chaque application, les caractéristiques requises pour le béton frais sont différentes et définissent si un béton a de bonnes propriétés à l'état frais tell que les besoins de finition, de mise en place, de pompabilité, de résistance à la ségrégation,...etc. Aujourd’hui, le développement des nouveaux bétons intensifie le besoin de caractériser encore mieux le comportement du béton et son écoulement. De nombreux ajouts cimentaires et adjuvants organiques ont fait leur apparition et viennent apporter des modifications importantes au béton. L'importance de la maniabilité et de sa mesure ont pris du même coup une importance primordiale.

I.2.2. Importance de l'étude rhéologique du béton

Bien que les propriétés du béton à l'état durci soient plus évoquées pour les bétons d'aujourd'hui, il s'avère que si un béton ne peut pas être mis en place correctement, ses propriétés désirées ne seront pas obtenues. Pour chaque application, les caractéristiques requises pour le béton frais sont différentes et définissent si un béton a de bonnes propriétés à l'état frais tell que les besoins de finition, de mise en place, de pompabilité, de résistance à la ségrégation,...etc. Aujourd'hui, le développement des nouveaux bétons intensifie le besoin de caractériser encore mieux le comportement du béton et son écoulement. De nombreux ajouts cimentaires et adjuvants organiques ont fait leur apparition et viennent apporter des modifications importantes au béton. L'importance de la maniabilité et de sa mesure ont pris du même coup une importance primordiale.

Auparavant, un béton plus fluide était automatiquement associé aux problèmes de ségrégation et une faible résistance à la compression. De nos jours, il est maintenant possible de produire un béton très fluide ayant d'excellentes propriétés mécaniques.

Les tests empiriques conventionnels ne suffisent plus pour certains cas à bien caractériser le comportement lors de l'écoulement et de la mise en place du béton frais. Le développement de nouveaux appareils basés sur une approche plus fondamentale et rhéologique donne des résultats plus adéquats et reflète bien l'aptitude physique du matériau à se déplacer sous son propre poids.

I.2.3. Paramètres rhéologiques du béton

I.2.3.1. Viscosité

On considère idéalement un liquide au repos comme un ensemble de couches moléculaires parallèles soumises à une contrainte tangentielle. Si une des couches du liquide se déplace par rapport à celle qui lui est sous-jacente (figure I.2). En raison du frottement permanent sur les molécules de la seconde couche, le mouvement est transmis partiellement à cette dernière en même temps que la vitesse de déplacement de la première couche diminue. Cet effet de retard, provoqué par la friction interne des molécules de la couche sous-jacente sur celle de la couche supérieure, est appelé viscosité μ [Pa.s]. Donc, la viscosité peut être définie comme la résistance à l'écoulement d'un système soumis à une contrainte tangentielle. Elle est caractérisée par un coefficient de viscosité qui joue un rôle essentiel dans la rhéologie des fluides. Pour certains fluides, sa connaissance suffit à caractériser de façon précise son

comportement rhéologique [38]. Il existe quatre types de viscosité énuméré dans le tableau II.2 [39].

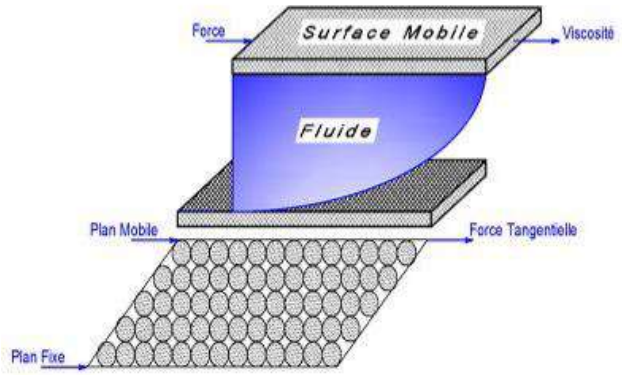


Figure I.2. Schéma glissement des couches d'un liquide .

Le tableau I.6 présente les différents types de viscosités :

Tableau I. 6. Définitions des viscosités [39].

Type de viscosité	Définition	Expression	Dépendance
Viscosité dynamique η	Résistance au mouvement due aux frottements moléculaires internes. Résistance que les molécules de ce fluide opposent aux forces de dissociation et au mouvement.	Pour un fluide idéal. La loi de Newton donne : $\tau = \eta \dot{\Upsilon}$ (Pa.s) Pour les fluides dits non Newtoniens la grandeur est la viscosité apparente.	Essentiellement de la cohésion et du taux de transfert de quantité de mouvement entre les molécules.
Viscosité cinétique γ	Doit son origine à l'utilisation des viscosimètres capillaires utilisant le temps d'écoulement sous l'effet de la pesanteur, qui intègre la masse spécifique de la substance.	Temps d'écoulement $\gamma = \eta/\rho$ avec ρ la densité du liquide et η sa viscosité (m^2/s).	De la densité du liquide et de sa viscosité.
Viscosité relative h	Correspond au rapport de la viscosité dynamique de cette solution sur la viscosité dynamique du solvant.	$H = \eta/\eta_S$	
Viscosité spécifique η_{sp}	Correspond à la viscosité d'une dispersion colloïdale diluée de particules sphériques.	$\eta_{SP} = \eta_R - 1$	

Il existe plusieurs types de viscosité, la viscosité dynamique, cinétique, relative et spécifique, qui dépend essentiellement de la cohésion et du taux de transfert de quantité de mouvement entre les molécules, et de la densité du liquide et de sa viscosité.

I.2.3.2. Contrainte de cisaillement

Au cours d'un mouvement laminaire de cisaillement, les couches sont animées d'un mouvement relatif les unes par rapport aux autres. Il en résulte l'apparition de contraintes t [Pa], qui s'exerce tangentiellement à la surface de la couche [40]. Donc, on peut dire que la contrainte de cisaillement est la force que l'on exerce par unité de surface du fluide:

$$\tau = \frac{dF}{dS} \qquad \text{(eq.I. 11)}$$

Où:

dF : projection de la force de frottement tangentielle.

dS : surface élémentaire d'une couche cisaillée.

I.2.3.3. Vitesse de cisaillement

Considérons un matériau comme un ensemble de couches moléculaires parallèles, emprisonné entre deux plans parallèles de surface S (séparés d'une distance dx) comme montre la figure I.3 . Un des plans est fixe, et le second est déplacé d'une distance dy à une vitesse constante de norme .

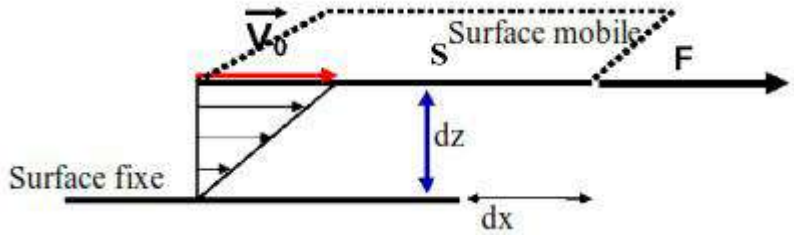


Figure I.3. Schéma de vitesse de cisaillement.

Sous l'effet de la force tangentielle, la première couche moléculaire se déplace à la même vitesse. Les couches inférieures vont se mouvoir dans la même direction mais avec des vitesses de plus en plus petites. Il se crée un gradient de vitesse entre les deux plans. Le déplacement entre les deux plans est défini comme la déformation, symbole γ suivant la relation:

$$\boldsymbol{\gamma = \frac{dx}{dz}} \qquad \text{(eq.I. 12)}$$

La norme du gradient de vitesse constant dans tout l'échantillon est définie comme la vitesse de cisaillement, appelée également vitesse de déformation ou taux de cisaillement.

Il s'agit de la vitesse de déformation entre deux couches successives voisines du fluide cisaillé. Elle est souvent présentée comme étant la dérivée par rapport au temps de la déformation de cisaillement.

$$\boldsymbol{\dot{\gamma} = \frac{d\gamma}{dt} = \frac{d}{dt}\left(\frac{dx}{dz}\right) = \frac{d}{dz}\left(\frac{dx}{dt}\right) = \left(\frac{d\gamma}{dz}\right)} \qquad \text{(eq.I. 13)}$$

I.2.3.4. Seuil de cisaillement

Le seuil de cisaillement τ_0 est défini comme étant la contrainte de cisaillement minimale à atteindre pour qu'un fluide soumis à une déformation de cisaillement s'écoule.

En dessous de cette valeur, cette mixture se comporte comme un pseudo-solide (pas de déformations permanentes) .De Larrard et al. [41] n'ont considéré que le seuil de cisaillement τ_0 [Pa] soit la manifestation macroscopique du frottement entre les grains composant le squelette granulaire du béton y compris les grains de ciment et les particules ultrafines La figure I.4 montre l'attribution des deux phases solides et liquide à la résistance au cisaillement du béton .

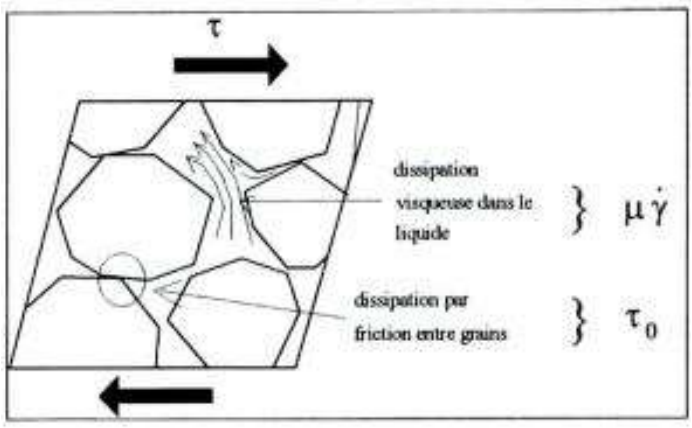


Figure I.4. Contributions de la phase solide et de la phase liquide à la résistance au cisaillement du béton [41].

I.2.4. Différents comportements rhéologiques du béton

Il existe plusieurs types de comportements rhéologiques qui se divisent en deux grandes familles : les fluides newtoniens et les fluides non- newtoniens.

I.2.4.1. Fluides newtoniens

Un fluide est dit newtonien lorsque les gradients de vitesse de sa déformation en mouvement sont linéairement proportionnels aux contraintes de cisaillement appliquées (Figure II.4), d'où on peut écrire la relation qui décrit son comportement rhéologique comme suit:

$$\boldsymbol{\tau = \mu \dot{\gamma}} \qquad \text{(eq.I. 14)}$$

Avec :

τ : la contrainte de cisaillement [Pa] ;

μ : la viscosité [Pa.s] ;

$\dot{\gamma}$: le taux de cisaillement [1/s] ;

I.2.4.2. Les fluides non-newtoniens

Un fluide est dit non newtonien lorsque le tenseur des contraintes visqueuses n'est pas une fonction linéaire du tenseur des taux de déformation. Dans la famille des fluides non-newtoniens, on distingue plusieurs comportements tels que les fluides à seuil

(Binghamien), les rhéofluidifiants, les fluides rhéoépaississants, etc... [42]

I.2.4.2.1. Fluide Binghamien

Ces types de fluides sont les plus simples des fluides anormaux caractérisés par leur comportement rhéologique particulier. Tandis qu'un fluide newtonien s'écoule sous l'action d'une force de cisaillement infiniment faible, un fluide Binghamien exige une force minimale pour provoquer son écoulement (figure II.4) [43]. Pour des forces inférieures à ce seuil, la mixture se comporte comme un solide. On appelle limite d'écoulement, ou résistance au cisaillement, ou seuil de rigidité, la tension de cisaillement à laquelle le fluide commence à s'écouler. Un fluide Binghamien se comporte ensuite comme un fluide normal. Il répond donc à l'équation ci-dessous:

$$\tau = \tau_0 + \mu \dot{\gamma} \qquad \text{(eq.I. 15)}$$

Avec :

τ_0 et μ représentent respectivement le seuil de cisaillement et le coefficient de viscosité.

Généralement, les coulis de ciment, les mortiers et les bétons ont approximativement le comportement d'un fluide Binghamien, avec un seuil de cisaillement τ_0, et une viscosité μ [44].

I.2.4.2.2. Fluide rhéofluidifiant

Le fluide rhéofluidifiant, appelé pseudo-plastique, est représenté par un rhéogramme dont la concavité est tournée vers le bas. Pour ces fluides la viscosité décroît lorsque le cisaillement augmente. Ainsi, le liquide devient moins visqueux et donc plus fluide lorsque le cisaillement augmente (figure II.4).

I.2.4.2.3. Fluide rhéoépaississant

Le fluide rhéopaississant, appelé dilatant, est représenté par un rhéogramme dont la concavité est tournée vers le haut. Ainsi, le liquide devient plus visqueux et donc plus épais lorsque le cisaillement augmente (figure I.5).

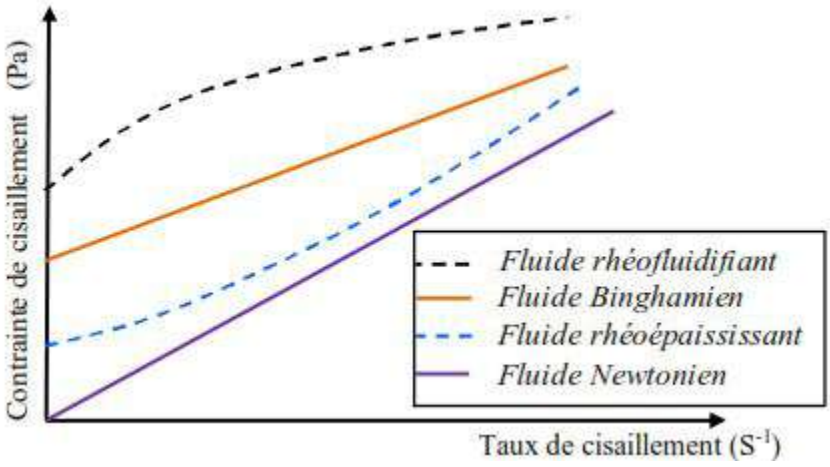


Figure I.5. Les comportements rhéologiques des fluides.

I.2.4.2.4. Modèles rhéologiques de base

Plusieurs chercheurs ont ajusté les modèles rhéologiques de base pour les calibrer avec leurs fluides étudiés. Les modèles de comportement rhéologique des fluides sont consignés dans le tableau I.7.

Tableau I.7.Modèles de comportement rhéologique des fluides [45,46].

Auteur	Loi de comportement
Newton (1687)	$\tau = \mu \dot{\gamma}$
Bingham (1922)	$\tau = \tau_0 + \mu \dot{\gamma}$
Herschel Berkley (1926)	$\tau = \tau_0 + k \dot{\gamma}^n$
Ostwald (1925)	$\tau = A \dot{\gamma}^n$
Von - berg	$\tau = \tau_0 + b \sin h^{-1} (\acute{\Upsilon}/c)$
Sisko	$\tau = a\acute{\Upsilon} + b \acute{\Upsilon}^c$
Roberston - stiff	$\tau = A (\acute{\Upsilon}+B)^c$
Eyring	$\tau = a \sinh (b\dot{\gamma})$

τ : contrainte de cisaillement [Pa] ;

μ : viscosité [Pa.s] ;

$\dot{\gamma}$: le taux de cisaillement [1/s] .

I.2.4.3. Thixotropie

La thixotropie est caractérisée par une diminution réversible de la viscosité apparente lors d'une sollicitation à vitesse constante. Cette propriété est généralement caractéristique des suspensions floculées. Elle est liée à la destruction progressive des flocs sous cisaillement. Les rhéogrammes de telles suspensions présentent une boucle d'hystérésis, c'est à dire que la courbe de montée en cisaillement ne coïncide pas avec la courbe de descente (figure I.6) [44].

Dans le cas des matériaux cimentaires, on a une suspension que l'on peut assimiler généralement à un corps de Bingham. Bien que plusieurs études du comportement rhéologique des matériaux cimentaires aient été effectuées, il est encore difficile de donner

une définition exacte des propriétés de ces derniers à cause de la multitude des facteurs qui influencent ce comportement rhéologique [47].

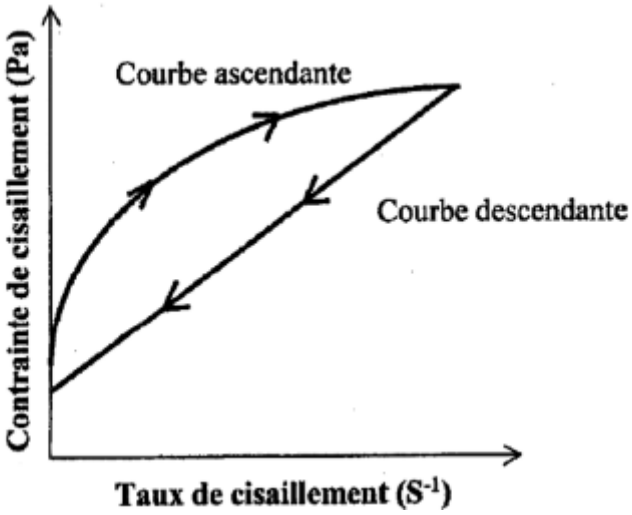


Figure I.6. Comportement d'un corps thixotropique [47].

I.2.5. Modèle du comportement rhéologique du béton

De nombreux auteurs ont montré que le comportement rhéologique du mortier ou du béton à l'état frais est bien représenté par celui des fluides de Bingham [41, 44,48]. Dans ce cas, le comportement du béton à l'état frais est complètement décrit via deux paramètres: le seuil de cisaillement (τ_0) et la viscosité plastique (μ). En effet, pour mettre le béton à l'état frais en mouvement, un effort minimal équivalent au seuil de cisaillement doit être fourni. Une fois le mouvement amorcé, la force requise pour déformer le béton est directement proportionnelle au taux de cisaillement appliqué, ce taux étant relié à la viscosité plastique du matériau.

I.2.6. Rhéologie des bétons Autoplaçants

Souvent, quand il est question des propriétés du béton, ce sont les propriétés du béton à l'état durcit qui sont évoquées. La résistance à la compression, la perméabilité et la résistance au gel sont des propriétés qui sont souvent requises pour qu'un béton soit utilisé en pratique. Cependant, avant de passer à l'état durcit, le béton passe par une phase maniable durant laquelle il peut être mis en place. Les propriétés du béton frais sont alors très importantes car si le béton ne peut être placé correctement, les propriétés désirées à l'état durci ne seront pas obtenues.

La connaissance du comportement rhéologique est essentielle pour caractériser l'écoulement d'un béton. Le béton peut être décrit comme une suspension de particules de différentes tailles, constituée d'une phase solide et d'une phase liquide. La définition des phases solides et liquides peut varier selon l'échelle de la taille des particules. On peut considérer par exemple du gravier (phase solide) et du mortier (phase liquide) ou à une échelle différente, du granulat et de la pâte. Lorsqu'on étudie la rhéologie de la pâte, on peut considérer l'ensemble des fines (phase solide) baignant dans l'eau (phase liquide). Ainsi, le comportement rhéologique peut être étudié à différents niveaux : le béton, le mortier, la pâte et le fluide (mélange de l'eau et des adjuvants qui contiennent une fraction de molécules).

I.2.7. Effet des fibres sur la rhéologie des bétons autoplaçant fibrés

I.2.7.1. Viscosité

Les bétons autoplaçant et les bétons ordinaires sont caractérisés par les mêmes grandeurs rhéologiques qui sont le seuil de cisaillement et la viscosité, et possédant pourtant des rhéologies. En effet, les BAP se distinguent selon certains auteurs [44], des bétons ordinaires répondant au modèle de Bingham, par un comportement rhéologique épaississant répondant au modèle Hershel-Bulkley. Le superplastifiant abaisse le seuil de cisaillement mais aussi la viscosité du béton. Pour rétablir un niveau de viscosité convenable, il est possible d'employer des agents de viscosité et des additions minérales car ils peuvent avoir un effet fluidifiant en écoulement et un effet densifiant après mise en place ce qui permet de diminuer la tendance de ségrégation [44]. la figure I.7 présente l'augmentation de la viscosité plastic en fonction de l'augmentation du pourcentage des fibres. le degré qui dépend à la composition du mélange de référence. lequel était le béton autoplaçant a accompli tous les critères du formulation, a été trouvé jusqu'à une viscosité plastique de 270 Pa·s.

La viscosité plastique a augmenté avec un facteur comparé avec le mélange de référence. La plus haute résistance de SCFRC a aussi été éprouvée pendant remélanger le béton à la main[48].

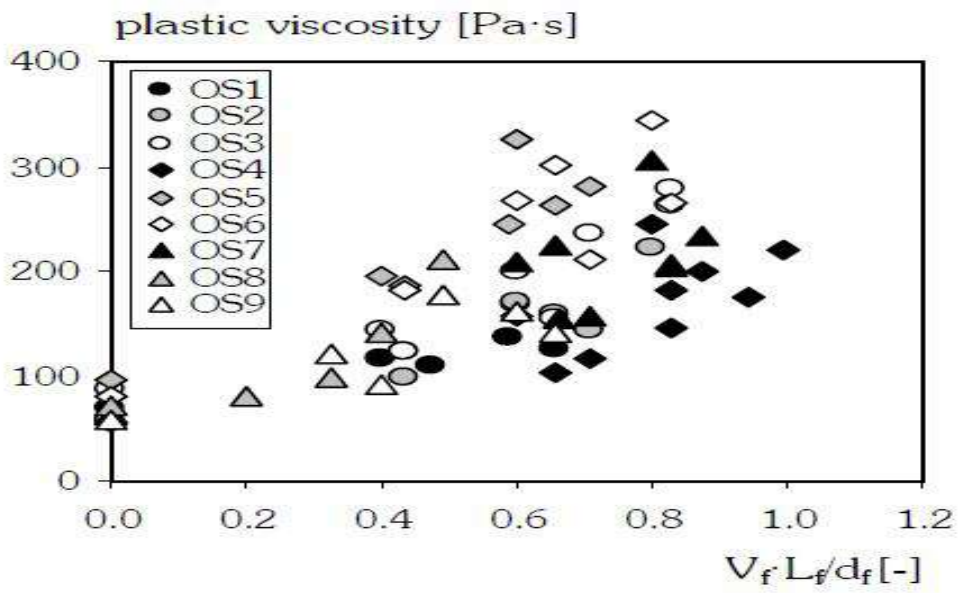


Figure I.7. Viscosité plastique en fonction du facteur de fibre.

I.2.7.2. Contrainte de cisaillement

les mesures rhéologiques sont menées à travers un viscosimètre BML. La figure I.8 exprime la relation entre l'étalement des mélanges et les contraintes de cisaillements des séries OS1-9. L'étament ne présente aucune corrélation avec la contrainte de cisaillement, une fois le pourcentage maximum des fibre est dépassé.

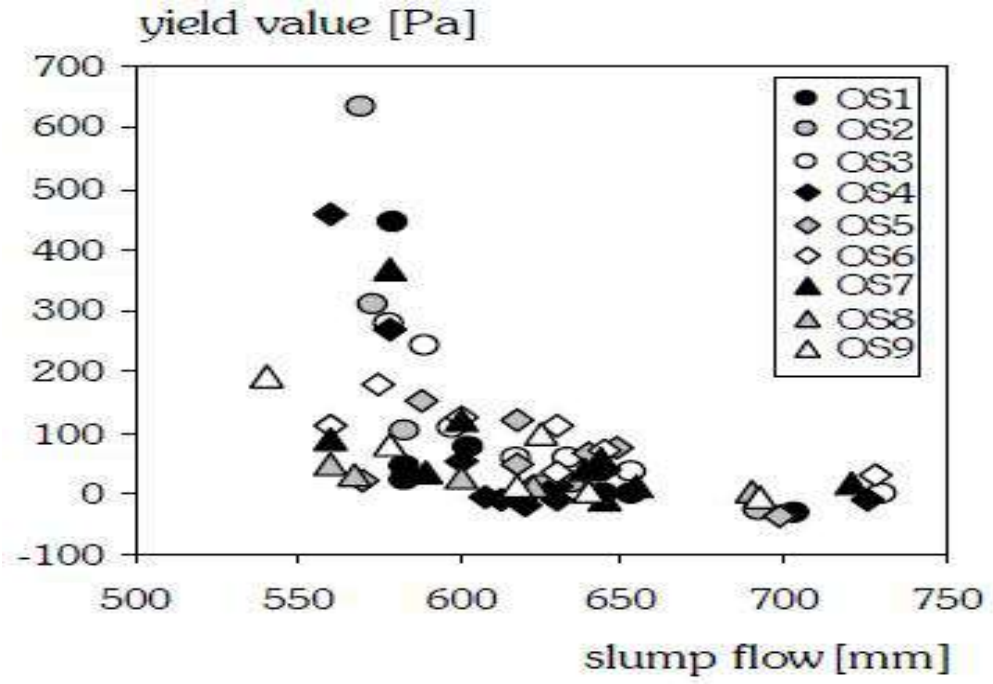


Figure I. 8. Mesures rhéologique des BAPF.

Une augmentation brusque de la contrainte de cisaillement a été trouvé pour le mélanges (OS4), alors qu'une légère augmentation caractérise autres mélanges (OS9), la contrainte de cisaillement pour une diminution d'étalement dépend du mélange de référence. L'observation visuelle exprime des informations additionnelle sur le comportement de l'écoulement. D'après Wallevik [48],le maximum des valeur de la contrainte de cisaillement des BAP est de 60Pa, Les valeurs de la contrainte de cisaillement des BAPF pour des étalements supérieurs a 600 mm été inferieur à 100 Pa, au-dessous de 600 mm ils étaient souvent beaucoup plus hauts. L'augmentation de la contrainte de cisaillement au-delà d'une seuil de 600 mm est sur proportionnelle et correspond avec les types de fibres [48].

La rhéologie des bétons autoplaçant fibrés est devenu indispensable, vu son importance vis-à-vis le diagnostique et la détection d'éventuelles ségrégations, les fibres peut affecter le comportement rhéologique des bétons autoplaçants, cette baisse de fluidité peut être prédite par la mesure des paramètres rhéologiques et même de détecter le pourcentage et la longueur optimum pour des mélanges stables.

I.3. Béton de fibres

I.3.1 Introduction

En 1910, Porter a suggéré pour la première fois l'utilisation de fibres métalliques dans le béton dans l'optique d'améliorer les performances mécaniques du béton [49]. Les fibres sont ajoutées dans la matrice, non pour améliorer la résistance à la traction par flexion du béton, mais surtout dans le but de contrôler la fissuration, d'empêcher la coalescence des fissures et de changer le comportement du matériau renforcé de fibres en cousant les fissures [50]. Cependant, le béton renforcé de fibres métalliques (BFM), en tant que matériau dans les applications industrielles, a vu le jour aux Etats-Unis au début des années 60 suite aux travaux de Romualdi et Baston 1963 conduisant au dépôt d'un brevet [50]. Il était produit en utilisant du ciment hydraulique classique, des granulats (sable et gravier), de l'eau et des fibres. Afin d'améliorer la maniabilité et la stabilité du béton renforcé de fibres, un superplastifiant peut également être ajouté dans le mélange. Ce béton n'est pas considéré comme un substitut du béton ordinaire, mais comme un matériau de type différent.

I.3.2 . Différents types de fibres utilisées dans le béton

I.3.2.1. Fibres métalliques

Les fibres métalliques (Figure I.9) sont largement utilisées et leurs effets sur les propriétés rhéologiques et à l'état durci aussi bien que sur la durabilité ont fait l'objet de nombreuses études [49]. Les fibres d'acier sont sans doute les plus utilisées. Elles ont fait l'objet de plusieurs recherches. A l'origine, les fibres rectilignes et de section circulaire (d'un type identique à celles servant à armer les pneumatiques) ont évolués vers les fibres d'acier en tôle cisaillée. Il existe de nombreuses variétés de fibres qui se différencient les uns des autres par :

- Leurs diamètres
- Leur section (ronde, carrée, rectangulaire ... etc);
- Leur longueur et leur mode d'élaboration ;
- Elles peuvent être rectilignes, ondulées ou présenter des élargissements aux extrémités, soit des coudes ou des crochets pour améliorer l'adhérence.



Figure I.9. Quelques formes de fibres d'acier

Il n'a été souligné que les fibres d'acier :

- augmentent considérablement la résistance à la traction du matériau, sa ténacité ou encore sa capacité d'absorption d'énergie ;
- elles réduisent en même temps la fissuration malgré le surpoids lié à leur masse volumique élevée.

Comme il existe d'autres types de fibres métalliques mais ne sont pas largement utilisées. Citons par exemple ; les fibres d'inox, les fibres de fontes, …etc.

I.3.2.2. Fibres minérales

Les fibres minérales sont des produits issues de la fusion puis le fibrage de divers minéraux permettant de produire des textiles spéciaux ou des laines minérales plus au moins dense et stable. Il existe deux types de fibres minérales celles qui sont directement issues de roches et celle qui sont artificiellement produites à partir de minéraux .parmi ces fibres on site :

I.3.2.2.1. Fibres de verre

Les fibres de verre (Figure I.10), par leurs qualités mécaniques et leur coût modéré, ont été les premières fibres artificielles utilisées dans les matériaux de construction. Cependant, les applications sont limitées en raison de leur faible résistance chimique aux alcalins.

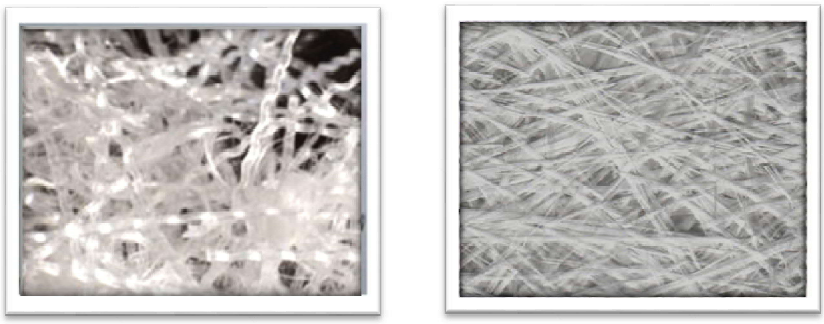


Figure I.10. Fibres de verres.

I.3.2.2.2. Fibres de carbone

La plupart des fibres de carbone sont produites par la décomposition thermique du polyacrylonitrile (PAN). Le procédé de fabrication de ce type de fibre consiste à une oxydation à des températures de l'ordre 200-300°C, à différentes étapes de carbonisation (1000-1500°C et 1500-2000°C) et enfin àune graphitisation (2500-3000°C).

Les fibres (Figure I.11) de carbone sont caractérisées par

- Haut module d'élasticité et haute résistance ;
- une rigidité spécifique (rapport rigidité/densité) élevée ;
- un faible coefficient d'expansion thermique (CET) longitudinal ;
- une faible sensibilité aux charges de fatigue ;
- une excellente résistance aux agents chimiques et à l'humidité ;
- Le module d'élasticité et la résistance des fibres de carbone sont stables lorsque la température augmente



Figure I. 11.. Fibres de carbones

Cependant, les fibres de carbone ont une faible résistance à l'impact à cause de leur faible déformabilité et un coût élevé (10 à 30 fois plus que le verre-E). Ce coût élevé provient du prix élevé des matières premières et de la complexité du processus de la carbonisation et de la graphitisation. Les fibres de carbone peuvent être classées comme suit :

❖ Selon le type de précurseur :

➢ Fibres isotropiques "PITCH" caractérisées par un module élastique élevé ;

➢ Fibres polyacrilonitrile "PAN" caractérisées par une résistance ultime et un coût très élevés.

❖ Selon les propriétés physiques et mécaniques :

➢ Module élastique élevé (HM) ;

➢ Haute résistance (HR).

I.3.2.3. Fibres organiques

Les fibres organique sont à base de carbone et d'hydrogène, elle peuvent être soit naturelles comme le cellulose, soie, lin ou artificiel sous forme de dérivées de produit pétrochimique à savoir le polyester, polyéthylène...etc .certaines d'entre elles sont mieux connues sous leurs dénomination commerciales tel-que le Kevlar Nylon...etc .

I.3.2.3.1. Fibres d'Aramide

Aramide est un terme générique pour un groupe de fibres organiques de faible densité et résistances spécifiques (rapport résistance en traction / densité) parmi les plus élevées parmi les fibres de renfort courantes. Les fibres d'aramide (Figure I.12) sont caractérisées par :

- Une haute résistance ;
- une rigidité élevée ;
- une stabilité vis-à-vis des hautes températures.

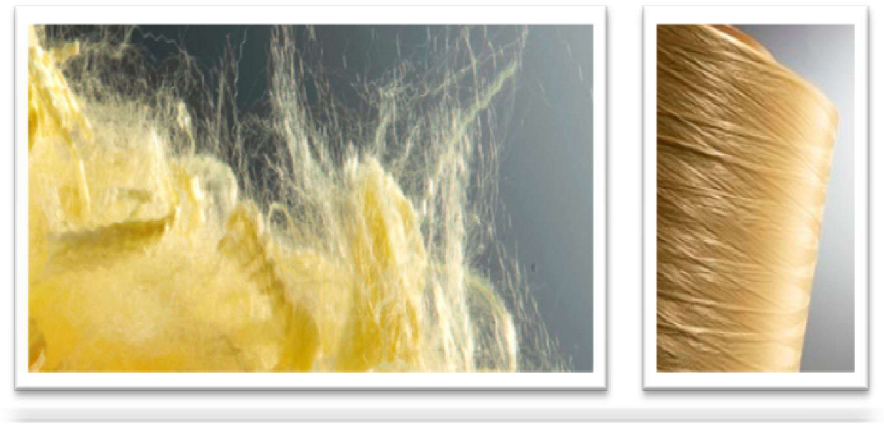


Figure I.12. Fibres d'Aramide hachées et en files.

La température d'utilisation typique pour les fibres d'aramide varie entre -200°C et +200°C.Trois types de fibres d'aramide sont commercialement disponibles portant les marques de fabricants telles que :

- Kevlar (Dupont, USA) ;
- Twaron (Akzo, Pays-Bas) ;
- Technora (Teijin, Japon).

Ces fibres sont résistantes à de nombreux produits chimiques, mais elles peuvent être dégradées par certains acides et alcalins.

I.3.2.3.2. Fibres de polypropylène

Ces fibres obtenues par extrusion du polypropylène, se présentent en faisceaux ou sous forme de filament individuel. Lorsqu'elles sont utilisées sous forme de faisceaux, elles se séparent lors du malaxage. Elles se répartissent de façon multidirectionnelle dans le béton. Les fibres polypropylène permettent en particulier de mieux contrôler le retrait plastique du

béton frais mais n'améliorent pas son comportement post-fissuration (contrairement aux fibres métalliques). Elles améliorent la maniabilité et la cohésion du béton (en particulier dans le cas de béton projeté). Elles sont particulièrement souples et insensibles chimiquement mais peu résistantes au feu (température de fusion comprise entre 140 à 170 °C).



Figure I. 13. Fibres de polypropylène.

I.3.2.4. Fibres végétales

Les fibres végétales sont composées principalement de la cellulose qui est un polymère naturel. Ces fibres sont caractérisées par leurs propriétés mécaniques intéressantes ainsi que leur faible densité ce qui permet la fabrication de bétons à la fois légers et performants. En outre, ces fibres ne souffrent pas les problèmes de corrosion contrairement aux fibres métalliques et elles résistent durablement aux attaques chimiques des alcalins contrairement aux fibres de verre. L'utilisation de fibres naturelles (Figure I.14), et en particulier de fibres végétales comme renfort de matériaux composites, présente deux principaux avantages :

Premier avantage : Ces fibres sont largement disponibles à faible coût et leur utilisation en construction constitue de nouveaux débouchés pour les matières agricoles

Deuxième avantage : La valorisation des fibres végétales permet la réduction des impacts environnementaux par rapport à des composites conventionnels puisque ce sont des matières premières renouvelables, biodégradables, neutres vis-à-vis des émissions de CO2 et demandant peu d'énergie pour être produites.



Figure I. 14. Fibres végétales.

Dans les pays peu industrialisés, les fibres végétales constituent donc une alternative à faible coût économique et surtout écologique aux fibres synthétiques conventionnelles (fibres métalliques, minérales ou polymériques). Les études relatives aux bétons ainsi renforcés avec ces fibres ont montré que lorsqu'elles sont introduites dans les compositions à des dosages optimums (en fonction de leurs formes et leur nature), elles réduisent la fissuration liée au retrait plastique à jeune âge tout en augmentent la résistance mécanique des matériaux. Il est possible de combiner deux ou plusieurs types de fibres dans le béton afin d'avoir un maximum de synergie en terme de résistance à la flexion et au retrait. Ainsi, la combinaison de fibres métalliques avec des fibres en polypropylène, conduit à une augmentation très significative des performances en matière de ténacité, de résistance à la flexion ainsi qu'à une réduction de retrait.

I.3.3 . Rôle des fibres

Au début, les chercheurs ont essayé, par l'addition de fibres, d'augmenter les caractéristiques mécaniques du béton comme la résistance à la compression et la résistance à la flexion, mais le résultat obtenu était limité [51]. Il a été constaté que le rôle principal des fibres dans un matériau cimentaire peut-être apprécié sous deux volets :

- Le contrôle de la propagation d'une fissure dans un matériau en état de service en réduisant l'ouverture des fissures, comme schématiquement illustré par la Figure III.7

- La transformation du comportement fragile d'un matériau en un comportement ductile qui accroît la sécurité lors des états de chargement ultimes (Figure I-15)

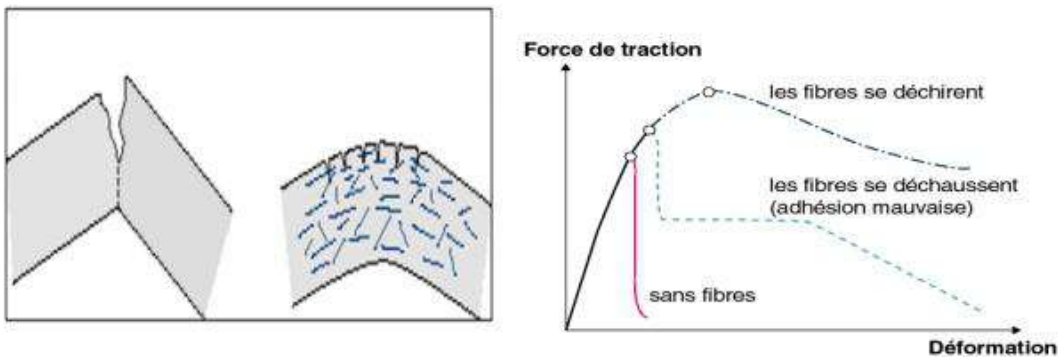


Figure I. 15. Illustration de l'apport du renfort par des fibres [52].

Les fibres ont généralement pour rôle de renforcer la structure en s'opposant au développement des fissures et à leur propagation. Selon le type, le dosage et les éléments en béton dans lesquels elles sont insérées, les fibres permettent :

- l'amélioration de la cohésion du béton frais ; par exemple, les fibres rigides changent la structure du squelette granulaire,

- l'augmentation de la ductilité et le comportement post -fissuration,

- la réduction de la microfissuration due aux variations dimensionnelles notamment au jeune âge,

- la réduction de la fissuration d'origine mécanique (chargement extérieur),

- l'augmentation de la résistance à la traction par flexion,

- l'amélioration de la tenue au feu et de la résistance aux chocs, à la fatigue, à l'usure, et à l'abrasion.

En réalité, les fibres ont des effets sur les performances mécaniques des bétons dans tous les modes de rupture [53]. La Figure I-16 illustre les différents facteurs influant sur le comportement d'un béton renforcé de fibres.

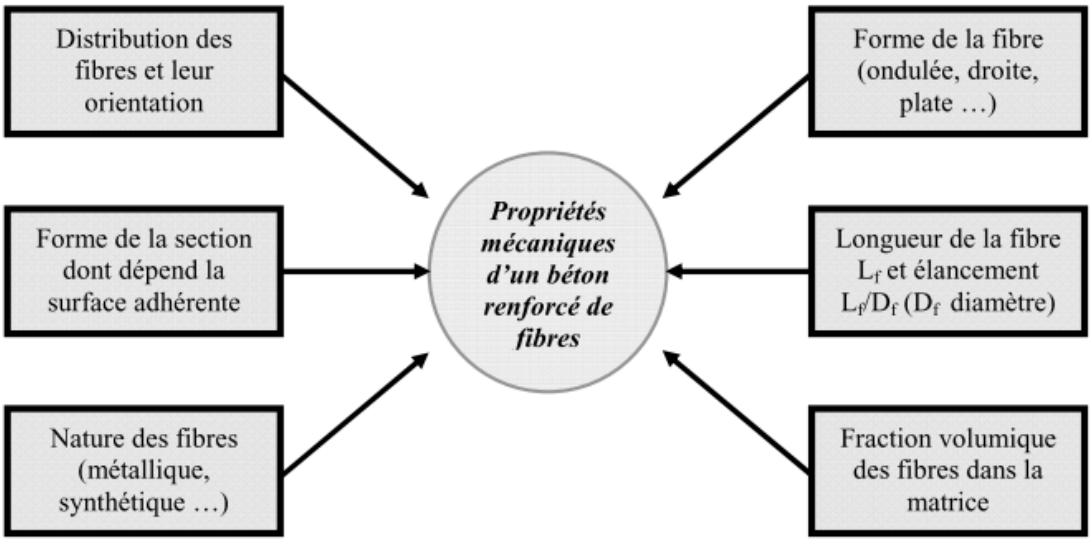


Figure I. 16. Différents facteurs influant sur le comportement mécanique d'un béton renforcé de fibres.

On peut donc aisément comprendre qu'il est extrêmement difficile de généraliser l'apport exact des fibres par rapport à un béton ordinaire car le nombre des paramètres influant sur son comportement est considérable.

I.3.4 . Principe d'action des fibres

Le principe d'action des fibres se manifeste à deux échelles : le matériau et la structure. Considérons une pièce de béton renforcé de fibres soumise à un effort de traction. On peut distinguer 3 phases sur la courbe contrainte - déformation qui représente son comportement (Figure I-17, I.18). Une première phase où l'on observe la formation de microfissures qui se développent très tôt, généralement dans des zones de moindre résistance mécanique comme l'interface entre les granulats et la matrice (auréoles de transition). La longueur de ces fissures est de l'ordre du diamètre des granulats, leur largeur de l'ordre du micron. Durant cette phase, les fibres sont inactives. La deuxième phase correspond au développement des macrofissures qui résultent de la coalescence des microfissures. A ce stade, des contraintes sont transférées aux fibres qui contribuent à limiter la propagation des fissures. Cette étape est suivie par la propagation d'une macrofissure (phase 3) séparant l'éprouvette en deux blocs, et provoquant ainsi la ruine de l'éprouvette [54 -57].

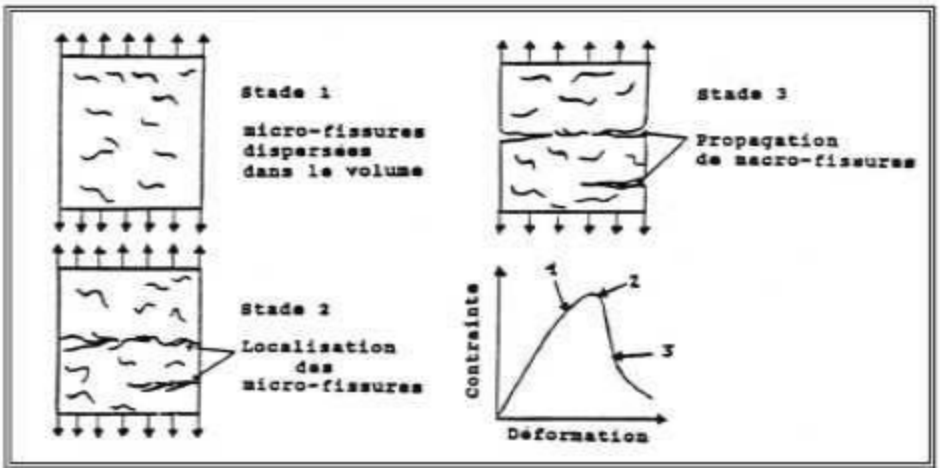


Figure I.17. Processus de fissuration du béton [58].

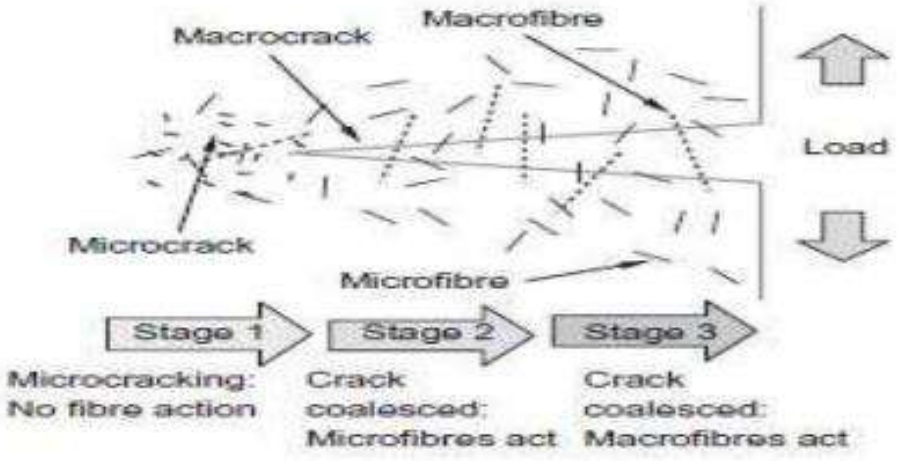


Figure I. 18. Schéma de l'interaction des fibres avec le développement des fissures dans un composite [59].

Le mécanisme de couture des fibres assure une redistribution uniforme des contraintes dans la matrice, contribue à l'amélioration de la résistance post-fissuration et à la limitation de la propagation des fissures et confère ainsi une ductilité au béton [60].

I.3.5 . Processus de couture des fissures

La composition de tout type de béton a une large influence sur les performances structurales. Ceci est particulièrement vrai pour les bétons renforcés de fibres métalliques. Nonobstant, selon les auteurs, on observe des contradictions quant aux objectifs visés par le renfort par des fibres. D'après Markovic et al, le but principal du renfort par des fibres est d'augmenter la résistance à la traction et la ductilité du béton [61], alors que pour Kawamata et al, les fibres sont introduites non pas dans le but d'améliorer la résistance à la traction, mais essentiellement pour contrôler la fissuration et changer le comportement du matériau fissuré

en pontant les fissures. Sous un effort de traction, les fissures se développent dans la matrice et les fibres peuvent les coudre, et ainsi augmenter la résistance à l'ouverture des fissures et retarder leur propagation [62]. Pendant l'ouverture des fissures, les fibres vont, suivant leur nature et leur capacité d'adhérence avec la matrice, plus ou moins se déformer ou glisser. Dans une structure, l'idéal est que la capacité à la traction des fibres soit utilisée de façon optimale dans ce processus, c'est à dire jusqu'à un niveau qui est proche de la résistance à la rupture de la fibre. Li et Leung ont développé des compositions à base de fibres synthétiques et ont conclu que les fibres doivent être suffisamment longues et résistantes pour être adéquatement ancrées dans la matrice[63].

I.3.6 . Bétons autoplaçant fibrés

Malgré les améliorations appréciables obtenues au niveau du comportement mécanique des bétons, l'incorporation des fibres dans le béton reste problématique du point de vue de l'ouvrabilité et de la répartition homogène des fibres. Pour remédier à ces problèmes, l'association des fibres avec le béton autoplaçant (BAP) paraît prometteuse. En effet, ce béton de dernière génération se caractérise par une excellente maniabilité qui lui permet de se mettre en place sous l'effet de la simple gravité. L'absence de vibration de ces matériaux évite une distribution hétérogène des fibres dans la matrice. Bien que le béton autoplaçant renforcé de fibres soit pour l'instant peu utilisé, des chercheurs ont montré qu'il peut être une solution appropriée pour les applications sur poutres en I en béton précontraint, au niveau des zones fortement ferraillées afin de contrôler la fissuration [64]. L'addition des fibres influe directement sur la rhéologie des bétons à l'état frais et donc de manière similaire sur l'ouvrabilité des BAP. D'après Groth , cette influence est fonction du dosage en fibres et de leurs caractéristiques géométriques notamment l'élancement[65].

Ces propriétés ont été mises en évidence par différents essais à l'état frais, par exemple l'essai d'étalement « SLUMP FLOW » et l'essai d'étalement modifié dit « J-RING » qui permet d'évaluer notamment le risque de blocage. Pour bien déterminer l'effet des fibres, ces essais ont également été effectués avec un béton autoplaçant de référence (non fibré).

I.3.6.1. Influence des fibres sur les propriétés a l'état frais du BAP

Grunewald a réalisé un programme dédié aux propriétés des BAP fibrés en fonction de la teneur en fibres, du type de fibres (métallique et polypropylène avec différentes géométries) et du rapport massique sable/granulat. Pour la composition de référence, le rapport

sable/granulats de 40% était utilisé car considéré comme optimal pour la compacité du béton. Après les différents essais d'ouvrabilité réalisés sur les différentes compositions des bétons à l'état frais, les conclusions ci-après ont été tirées[66-68].

I.3.6.1.1. Etalement

L'analyse de ces résultats montre que l'étalement diminue lorsque la teneur en fibres augmente. Le degré de diminution dépend de la teneur en sable dans composition de référence. On remarque aussi sur la Figure III-20-a une ovalisation de la galette pour les compositions renforcées de fibres métalliques ayant une grande surface spécifique (ex : Dramix 80/30 PB), ce qui indique que l'étalement est contrecarré par les fibres dans une ou plusieurs directions. En outre, pour certaines compositions (voir Figure III-20-b) avec des fibres plus longues (ex : Dramix 80/60 BN), une ségrégation des granulats et des fibres au centre de la galette a été remarquée. La Figure I-19 illustre l'aspect de la galette dans le cas intermédiaire, provoquant ainsi une ovalisation de la galette et une accumulation des particules au milieu (ex : Dramix 65/40 BN).

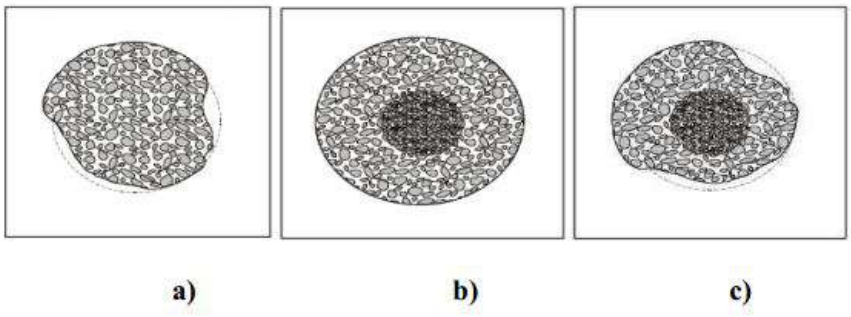


Figure I.19. Effets des fibres sur l'étalement des BAP [66].

sachant que l'élancement (Lf/Df) et le dosage en fibres sont les facteurs majeurs influençant l'ouvrabilité, [66] se sont appuyés sur le facteur fibre défini comme le produit entre la teneur volumique en fibres Vf et l'élancement. La Figure I-20 décrit l'évolution de l'étalement en fonction du facteur de fibres. Aucune différence n'a été observée entre l'étalement mesuré directement après malaxage et 1 heure après malaxage. En revanche, une augmentation du facteur de fibre réduit sensiblement l'étalement.

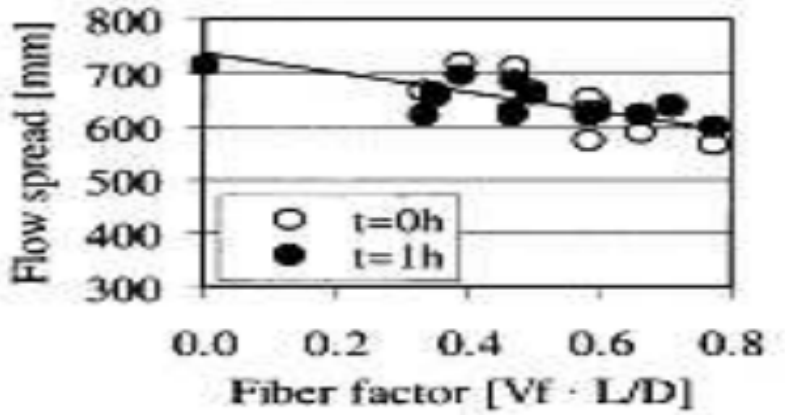


Figure I.20. Evolution de l'étalement en fonction du facteur de fibre [68].

I.3.6.1.2. Entonnoir en V (V-funnel)

Les temps d'écoulement à travers l'entonnoir (V-funnel) pour les différentes compositions directement après malaxage sont dans une gamme comprise entre 4,5s et 5,7s. On note sur la Figure I-21 une augmentation linéaire du temps d'écoulement en fonction du facteur de fibres. Le comportement à l'écoulement des bétons évalué par l'intermédiaire de cet essai dépend essentiellement de la viscosité ainsi que de la taille du plus gros granulat par rapport aux dimensions de l'ouverture de l'entonnoir. Les temps de passage à travers l'entonnoir à t =1h sont nettement plus élevés qu'à t =0h.

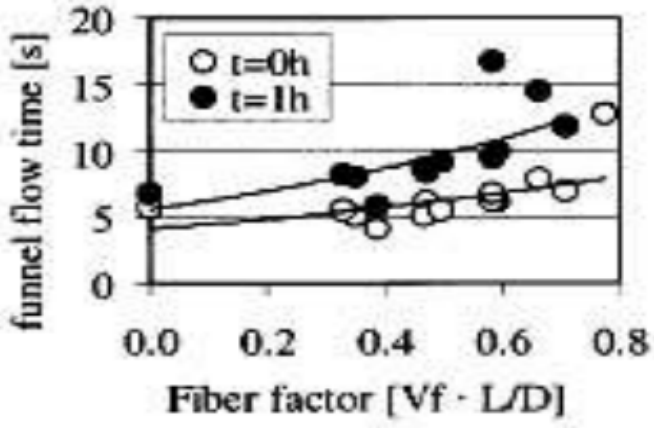


Figure I. 21. Evolution du temps d'écoulement à travers l'essai V-Funnel en fonction du facteur de fibres [68].

I.3.6.1.3. Couronne (J-RING)

Le J-Ring est un essai d'étalement modifié par les japonais pour évaluer la sensibilité au blocage des bétons fibrés dans le milieu confiné notamment par les armatures. Les fibres

affectent de manière significative la capacité de passage par rapport à la composition de référence sans renfort de fibres. L'espacement exigé des barres pour le non blocage augmente avec le dosage en fibre. Dhonde et al ont réalisé une étude sur le comportement à l'état frais des bétons autoplaçants renforcés de fibres métalliques et ont conclu que l'écoulement est obstrué par les barres, ce qui crée une différence de niveau entre le béton restant à l'intérieur de l'anneau et celui passé à travers[69]. L'élancement de la fibre, la teneur des granulats (fins ou gros) et les caractéristiques rhéologiques de la pâte de ciment affectent également ce comportement. [65] Groth a proposé une directive illustrée dans le Tableau I.8 afin d'éviter le blocage des fibres métalliques à crochets de sections transversales circulaires, de différents élancements.

Tableau I. 8.Recommandation concernant l'espacement normalisé des barres afin d'éviter le blocage dans les BAP fibrés [65].

c/L_f [-]	L_f/d_f [-]	Max.m_f [kg/m^3]
≥ 3	80 65	30 60
≥ 2	65 45	30 60
≥ 1.5	45	30

Avec c : espacement entre les barres.

m_f : dosage en fibres (kg/m3 de béton).

I.3.6.1.4. Résistance à l'écoulement

En ce qui concerne la relation entre la teneur en fibre et la viscosité plastique Grünewald et Walraven ont constaté que lorsqu'on augmente le dosage en fibres, la porosité interne du squelette granulaire est plus importante et donc la viscosité plastique est plus élevée [66]. C'est une conséquence du frottement dit « solide » qui favorise la résistance à l'écoulement. Jusqu'à une concentration de fibres métalliques de 1 %, la viscosité plastique accroît avec une pente très faible. Au-delà de cette valeur, cette dernière devient nettement plus grande et l'écoulement du béton frais est quasi nul justifiant ainsi la consistance élevée du milieu. De plus, à taux de fibre donné, cette viscosité est plus importante lorsque les fibres sont longues.

I.3.6.1.5. Orientation et distribution des fibres

L'orientation et la distribution des fibres affectent les performances et les caractéristiques des BAP fibrés à l'état durci. Petersson 1998 a réalisé une étude sur la distribution des fibres métalliques dans la boîte en L qui a consisté à réaliser des photographies aux rayons X des sections transversales du béton durci [70]. Les conclusions retenues sont que les fibres étaient relativement bien distribuées, bien qu'une légère ségrégation des fibres fût observée par rapport aux gros granulats. Par ailleurs, il a été constaté que la majorité des fibres étaient orientées dans le sens de l'écoulement ; cet effet était plus prononcé pour des fibres de plus grande longueur. Groth et Nemegeer a aussi conclu que l'écoulement oriente les fibres. Même si l'écoulement propre aux BAP confère aux fibres une orientation préférentielle, le même auteur est arrivé à la conclusion selon laquelle, aux dosages en fibres courants, l'effet de ce renfort est relativement le même pour un béton vibré ou autoplaçant du moment qu'ils ont la même classe de résistance et le même type et dosage en fibres. Cette conclusion a été tirée en se basant essentiellement sur les performances en flexion[71].

I.3.6.2. Comportement mécanique des bétons autoplaçants fibrés

Les propriétés mécaniques permettant de caractériser un BAP fibré à l'état durci sont les résistances à la compression, à la traction, et à la flexion. Les fibres influent directement sur l'ouverture de la fissure et donc sur la rigidité et la ductilité après fissuration. Dans cette partie, nous nous limiterons au comportement instantané. Le retrait et le fluage peuvent être, considérés comme similaires à ceux des compositions ordinaires, même si cela reste à confirmer compte tenu du peu de recherches menées sur ce sujet.

I.3.6.2.1. Flexion

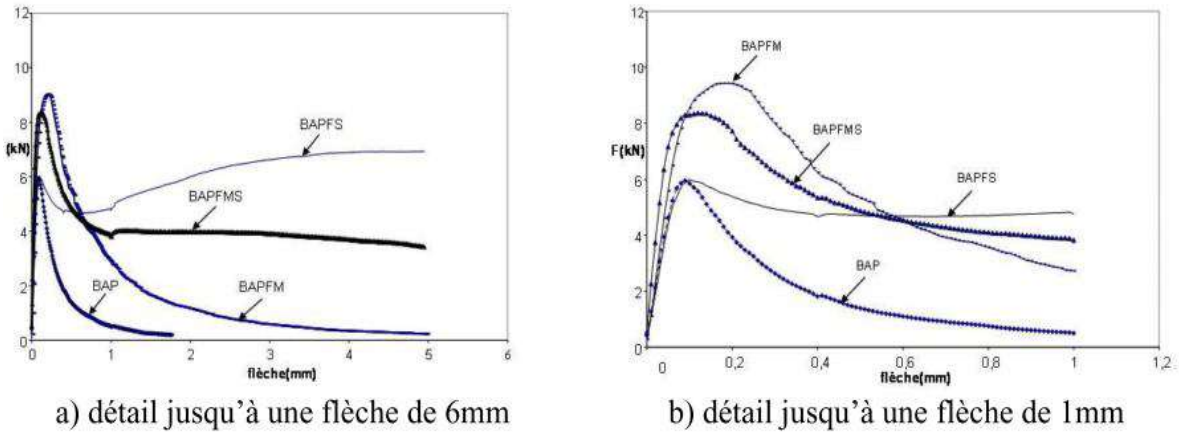
D'après Groth , une augmentation de la quantité de fibres conduit à une amélioration de la rigidité, et du comportement en flexion des bétons autoplaçants renforcés de fibres[65]. [72,73] Alcantara et Granju ont étudié le comportement mécanique en flexion sous l'influence de deux types de fibres (métalliques de type Fibraflex (FM) 30x1,6x0,03 mm et synthétiques de type polypropylène (FS) 50x1,6x0,4 mm). Les dosages utilisés étaient de 20 kg/m3 pour FM, 9 kg/m3 pour FS et (10 FM + 4,5 FS) kg/m3 pour un fibrage mixte (compositions qui seront plus tard utilisées dans nos essais). Les résultats obtenus sont détaillés ci-après.

➢ Les fibres métalliques « FM » qui sont réputées très adhérentes à la matrice ont conduit à une augmentation de la capacité portante néanmoins la résistance résiduelle chute rapidement pour des flèches imposées plus élevées.

➢ Les fibres synthétiques « FS » n'ont pas permis d'augmenter la capacité portante, elles confèrent tout de même au système une résistance résiduelle post-pic maintenue jusqu'à des ouvertures des fissures très larges.

➢ L'association des deux types de fibres peut donc constituer un compromis efficace pour améliorer la résistance à la flexion des BAP et prolonger le plateau de la capacité portante résiduelle des structures jusqu'aux larges ouvertures des fissures.

➢ Les BAP semblent conférer une adhérence fibre-matrice supérieure par rapport au béton vibré, que ce soit avec des fibres métalliques ou synthétiques. La Figure I-22 illustre la différence des comportements entre les différents bétons en flexion en terme de courbe force-flèche.



a) détail jusqu'à une flèche de 6mm b) détail jusqu'à une flèche de 1mm

Figure I. 22. Courbe effort-flèche pour différentes compositions [72]

Kawamata et al ont montré que l'augmentation de la longueur et du volume des fibres métalliques améliorait le comportement à la flexion des bétons[63]. Dans cette étude, les conclusions doivent être entendues dans ces limites, l'auteur ayant utilisé des fibres métalliques de longueurs différentes 8, 16, 24 et 32 mm et un dosage volumique maximal en fibres de 1%.

I.3.6.2.2. Compression et traction

Dans la même étude réalisée par Alcantara , l'auteur a conclu que la résistance à la compression n'était pas significativement sensible à l'adjonction de fibres dans un BAP. La résistance au jeune âge est quelque peu faible, probablement due à un effet retard de l'hydratation des mélanges et/ou des fillers, lié aux adjuvants[64]. Néanmoins, à long terme, la résistance correspond à celle d'un béton ordinaire avec un même rapport E/L. Les résistances à la compression visées à 28 jours ont été atteintes pour tous les types de bétons, avec une très légère diminution des rapports Rcomp/Rtrac entre 7 et 28 jours. Cette réduction modérée est probablement due à l'amélioration de l'adhérence des fibres avec le béton dans le temps, mécanisme dont dépend fortement la résistance à la traction.

les résultats obtenus par Pons et al à partir d'essais de traction directe effectués sur les compositions présentées dans le paragraphe précédent (Figure I. 23) [64]. Les auteurs en ont tiré les principales conclusions ci-après[74].

➢Les fibres métalliques réputées très adhérentes agissent dès les plus faibles ouvertures de fissures ; elles confèrent au matériau une résistance apparente en traction améliorée en agissant dès la microfissuration.

➢Les fibres synthétiques, glissantes, seront mises en tension plus progressivement et vont ponter les macrofissures en faveur d'une résistance résiduelle à la traction maintenue ; les deux types de fibres ont des effets complémentaires en agissant sur des niveaux d'ouvertures de fissure différents.

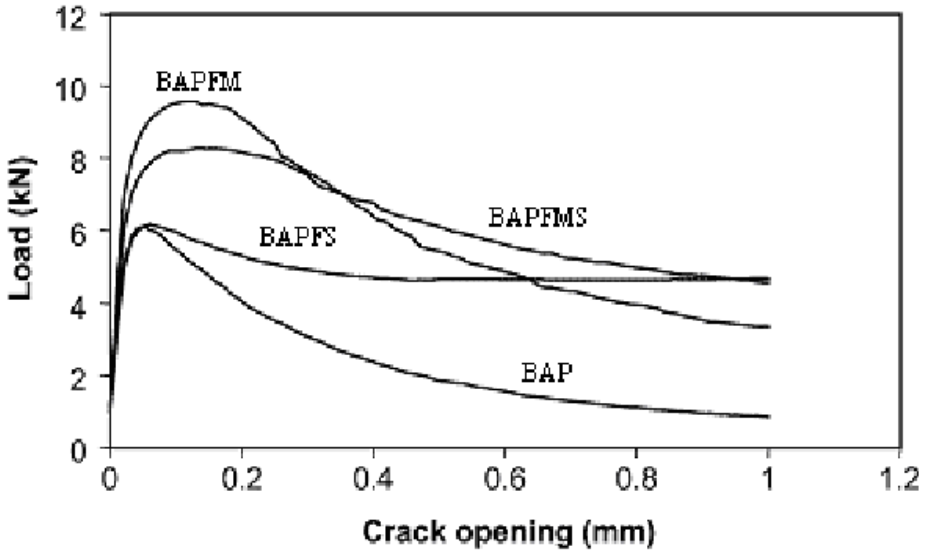


Figure I. 23. Comportement à la traction de différentes type de BAP [74]

Nous avons vu que les bétons renforcés de fibres métalliques ou synthétiques permettaient d'améliorer, sous certaines réserves, les capacités mécaniques du matériau initial béton. Nous avons détaillé les différents paramètres de composition influents et leurs conséquences sur les propriétés mécaniques du béton fibré obtenu en examinant, en parallèle, le cas des bétons autoplaçants. Ainsi les fibres améliorent le comportement du béton vis-à-vis de la fissuration. Cette fissuration devient plus répartie avec des ouvertures plus fines. Le béton fibré gagne en

ductilité et l'énergie pour atteindre la ruine finale est d'autant plus importante. L'utilisation de bétons autoplaçants permet, en l'absence de vibration pour sa mise en place, d'obtenir, sous réserve d'études préalables d'écoulement, des répartitions de fibres optimisées.

I.4. Pathologie et réparation des structures

I.4.1. Introduction

Nombreux d'ouvrages en béton armé nécessitent l'entretien, des réparations ou des reconstructions. La nature et l'origine des défauts sont multiples. Ainsi des erreurs peuvent être commises dès la conception ou la construction de l'ouvrage. D'autres dommages peuvent apparaître lors de chargement accidentel. Sur les structures à réparer, on pourra alors relever un endommagement allant du défaut local (fissures, épaufrures...), à des délaminages importants et des attaques chimiques en profondeur. Dans notre étude, on s'intéresse à la réparation mince, ce terme fait référence au travail de réfection superficiel qui consiste à restaurer la surface d'un ouvrage en ajoutant une couche de béton non armée après en avoir dégagé la partie endommagée. L'épaisseur d'une réparation mince est inférieure à 100mm [75].

I.4.2. Pathologie de béton

I.4.2.1. Dégradation de béton

La plupart des structures de génie civil en service sont en béton. Le béton de ciment constitue certainement un des matériaux de construction Les plus durables, qui vieillissent généralement lentement et bien Parfois, il peut arriver que son vieillissement soit accéléré selon les conditions environnementales. La longévité du béton va alors dépendre des attaques d'ordre climatique, chimique ou mécanique. Elle est aussi fortement tributaire de la qualité de l'exécution et de la conception de l'ouvrage lors de la mise en œuvre. Ces ouvrages dégradés sont une durée de vie limitée et plusieurs d'entre eux nécessitent des réparations, voire une

reconstruction partielle. Le domaine des réparations en béton connaît, depuis une dizaine d'années, un essor important dans le secteur du bâtiment et des travaux publics. L'entretien et la réhabilitation des ouvrages ont pris une part grandissante dans le secteur de la construction. La nature et l'origine des défauts sont multiples, l'identification des causes de dégradation est une des étapes les plus importantes dans le processus de réparation. Cette étape est aussi l'une des plus difficiles et délicates de tout le processus. En général, il est impossible d'évaluer la pertinence de réparer une structure ou de choisir les méthodes de réhabilitation sans avoir, au préalable, identifier la cause ou l'origine de la détérioration [75].

I.4.2.2. Origine de dégradation du béton

Avant de commencer à citer les origines de dégradation du béton, on doit définir la dégradation, C'est quoi dégradation du béton. La dégradation du béton est sa perte de performance elle se manifeste par détérioration, déformation ou changement de ces propriétés. La fissure constitue le signe d'une première manifestation apparente de dégradation possible, comme elle peut prendre l'aspect des éclats ou couleurs de rouille[76].

I.4.2.2.1. Origine mécanique

A. Abrasion / Erosion

Les phénomènes d'abrasion et d'érosion se rencontrent essentiellement dans des structures de génie civil en contact avec des circulations intenses d'eau comme les barrages (érosion des évacuateurs de crue) ou les galeries d'amenée d'eau, et dans les structures soumises a des charges mécaniques répétées comme les chaussés en béton[76].

B. Chocs

Les désordres de ce genre concernant beaucoup plus les ponts. Les chocs les plus fréquents sont ceux du poids lourds hors gabarit contre l'intrados des ponts (figure IV.1.a) ; les chocs des bateaux ou d'objets flottants contre les piles en rivière, ainsi que les chocs de véhicules contre les barrières de retenue (figure I.24), ils peuvent créer des épaufrures, des éclats importants de béton, voir même des ruptures d'acier [76].



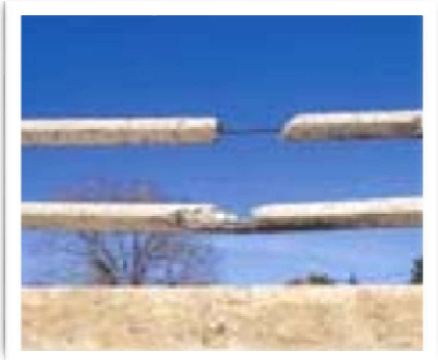


Figure I. 24. a) Intrados Des Ponts Dégradés b) Barrières De Retenue Dégradée

C. Surcharge

Il s'agit d'ouvrages ayant supporté des charges trop importantes qui ont entraîné des fissurations et des éclatements du béton.

D. Le feu

Les très fortes élévations de température lors d'un incendie par exemple, entraînent un éclatement du béton.

E. Cycle gel/ dégel

Après un nombre important de cycles gel/dégel, certains bétons peuvent se déliter en surface et se désagréger. C'est le cas des ouvrages de montagne, des chambres froides**.**

I.4.2.2.2. Chimique

A. Carbonatation

La carbonatation est un phénomène chimique présent dans l'épiderme du béton tout au long de sa vie. C'est l'ensemble des processus engagés par l'action du gaz carbonique sur les composés hydratés du ciment. Le béton qui est presque toujours en contact avec l'air ambiant, est donc soumis à l'action du gaz carbonique (CO_2) car, l'air contient 0.03% en volume de ce gaz, et peut atteindre jusqu'au 0.10%, cette teneur en dioxyde dépend de la pression et de la température. Ce gaz ne réagit pas directement avec le béton, il doit d'abord se dissoudre dans l'eau pour se transformer en un acide faible de forme H_2CO^3. La carbonatation a pour effet d'abaisser le pH (le pH d'un béton carbonaté est d'environ 9, d'où le béton sain a un pH d'environ 13 ce qui constitue un milieu protecteur pour les armatures en acier et permet la formation d'une couche d'oxydes passifs).

A ces valeurs de pH, le film passif est détruit et la corrosion peut se développer[76].Une des conséquences principales de la carbonatation est de favoriser la corrosion des armatures, lorsque le front de carbonatation les atteint. Elle se traduit la plupart du temps par l'apparition d'épaufrures laissant apparaître des armatures oxydées.

B. Réaction d'alcalis–granulats

Réaction qui se produit entre la solution interstitielle du béton, riche en alcalin, et certains granulats lorsqu'ils sont placés dans un environnement humide .Des gels gonflants apparaissent en développant des micro-faïençages et un éclatement du béton[77].

C. Réactions sulfatiques

Les sulfates proviennent essentiellement du milieu extérieur. Ces ions ne sont pas passifs vis-à-vis de la matrice cimentaire et conduisent à la formation de certains composés chimiques expansifs tels que L'étrangéité, le gypse et la thaumasite. Ces composés provoquent le gonflement du béton créant en son sein des tensions qui engendrent des fissurations [77].

D. Corrosion des armatures

Les armatures sont généralement placées à quelque centimètres de la surface. Si les armatures entrent en contact avec l'air ou l'eau, différentes réactions chimiques se produisent au voisinage de ces armatures. Le volume d'oxyde produit par la corrosion est, environ, huit fois, plus que celui du métal duquel il est issu, ce qui provoque des fissures et des épaufrures [78]. Les dommages dus à la corrosion se manifestent par[76, 79] :

- Des expansions qui conduisent à la formation des fissures qui provoquent éventuellement du couvert du béton ;
- Perte de l'adhérence des barres et la diminution de leur diamètre effectif, qui engendrent une perte de capacité en traction ;
- Un éclatement de béton, car la rouille résulte de la formation de produits fortement gonflants qui dépendent de l'état de l'oxydation dont le volume peut être jusqu'à six fois supérieures au volume initial ;
- Perte de section des barres d'acier.

I.4.2.3. Symptômes et manifestations de dégradation du béton

La pathologie des ouvrages en béton nous enseigne qu'il existe une multitude de symptômes de dégradation de béton. Les quatre symptômes principaux sont [76] :

I.4.2.3.1. Les fissures

Ce sont des ouvertures linéaires au tracé régulier dont la largeur est comprise entre 0.2 et 2 mm. Une fissure est une rupture entre deux parties du matériau qui ne sont plus liées et qui deviennent séparable. La nature des fissures varie en fonction des causes qui leur ont donné naissance, on distingue deux types de fissures [78]

A**.** Fissures mortes

Ce sont les fissures qui n'évoluent pas et tendent à se stabiliser dans le temps, elles sont généralement dues à un retrait au séchage ou un tassement localisé. Ces fissures ne présentent pas un grand danger pour la structure si elles restent inactives. Leur réparation est nécessaire si ces fissures constituent un problème pour l'étanchéité de l'ouvrage ou dans le cas où elles peuvent être le foyer d'autres types de fissures.

B**.** Fissures actives

Ces fissures représentent un danger pour la structure. Elles sont en évolution progressive (étendue et ouverture). La réparation de ces fissures est plus complexe, elle doit se faire à partir des causes qui leur ont donné lieu. Ces deux types de fissures peuvent exister sous forme d'un réseau de fissures ou en fissures individuelles et isolées.

I.4.2.3.2. L'écaillage

Décollement de la couche de mortier laissant les granulats à nu et pouvant se poursuivre par un délitage de la surface sous forme d'écaille. Le diagnostic doit donc, en premier lieu, identifier la ou les causes des dégradations ; mais il doit aussi évaluer l'étendue des désordres de façon à choisir la technique de réparation adéquate et de bien limiter les zones à réparer. Le tableau (I.9) résume les différents symptômes de dégradation selon leurs causes. La connaissance de la nature physico chimique des réactions en cause dans les dégradations est primordiale. Il faut en effet juger si ce sont des réactions de dégradation internes ou externes au béton, c'est-à-dire si la réaction affecte la masse entière du béton ou simplement sa peau.

Tableau I.9. Principaux Symptômes De La Dégradation Du Béton [76]

	Fissures	Epaufrures	Ecaillage	<désagrégation	En activité ou en évolution
Carbonatation					
Corrosion des armatures	X	X			OUI
Dégradation interne (alcali- réaction)	X				OUI
Attaque bactériologique	X			X	OUI
Attaque sulfatique (externe)	X		X	X	OUI
Retrait, tassement	X				NON
Gel- dégel	X		X	X	OUI
Chocs	X	X			NON
Abrasion, érosion				X	OUI
Défaut d'exécution	X	X			NON
Incendie	X		X	X	NON

I.4.3. Réparation des ouvrages

La réparation d'un élément en béton fait généralement intervenir deux matériaux très différents. D'une part, il y a le substrat, qui date normalement de plusieurs années et qui est considéré stable du point de vue volumétrique. D'autre part, il y a le matériau d'apport ou de réparation qui subira d'importants changements volumétriques au cours de ses premières années d'exposition à l'air libre. Deux types de réparation peuvent être effectués: une reconstruction partielle ou une réparation mince. Dans le premier cas, l'état de la structure est tel que ses capacités sont réduites et elle n'est plus sécuritaire. Une partie importante de béton, qui est détérioré, doit alors être enlevée.

La reconstruction partielle peut exiger l'utilisation d'étaiements afin de pouvoir enlever le béton de façon sécuritaire et des barres d'armatures sont ajoutées dans la partie reconstruite. Dans le second cas, la réfection se limite à enlever le béton détérioré sur une profondeur de quelques millimètres, soit entre 25 et 100 mm, et à le remplacer par un nouveau béton, avec ou sans ajout d'armature, afin de retrouver l'aspect esthétique de la structure d'origine. [79] La stratégie de réparation doit faire apparaître trois étapes principales indissociables figurant sur la figure I.25. Une analyse des causes de la détérioration précède nécessairement les suivantes. Il faut bien comprendre l'origine des dégradations afin d'éviter qu'elles ne réapparaissent une fois l'ouvrage réparé.

Le système de réparation peut alors être étudie : technique de mise en place, choix des matériaux, dimensionnement, ensuite la préparation de la zone à réparer doit être effectuée consciencieusement : suppression du béton endommagé avec un soin particulier aux bords de la réparation, nettoyage et protection si nécessaire des aciers de renforcement, ajout de barres d'armature si besoin, préparation de la surface du substrat et enfin application du produit de réparation. La (figure I.26) donne un rapide aperçu de ces trois principales étapes. Lors de la conception de la réparation, il faut évaluer les sollicitations que l'élément réparé subira, mais aussi la couche de réparation. Ces sollicitations dépendront de la configuration de la réparation, ainsi que de sa fonction (protection de surface, transfert de charge...)

Après avoir identifié les causes de dégradation, on doit choisir la méthode et le matériau convenable pour réparer. Le choix du système de réparation (méthode et matériaux de réparation) à mettre en œuvre est défini en fonction de la nature et l'importance des désordres constatés en tenant compte des critères économiques des matériaux de construction. Des sujétions de chantier et des contraintes de site (condition d'exploitation d'ouvrages).

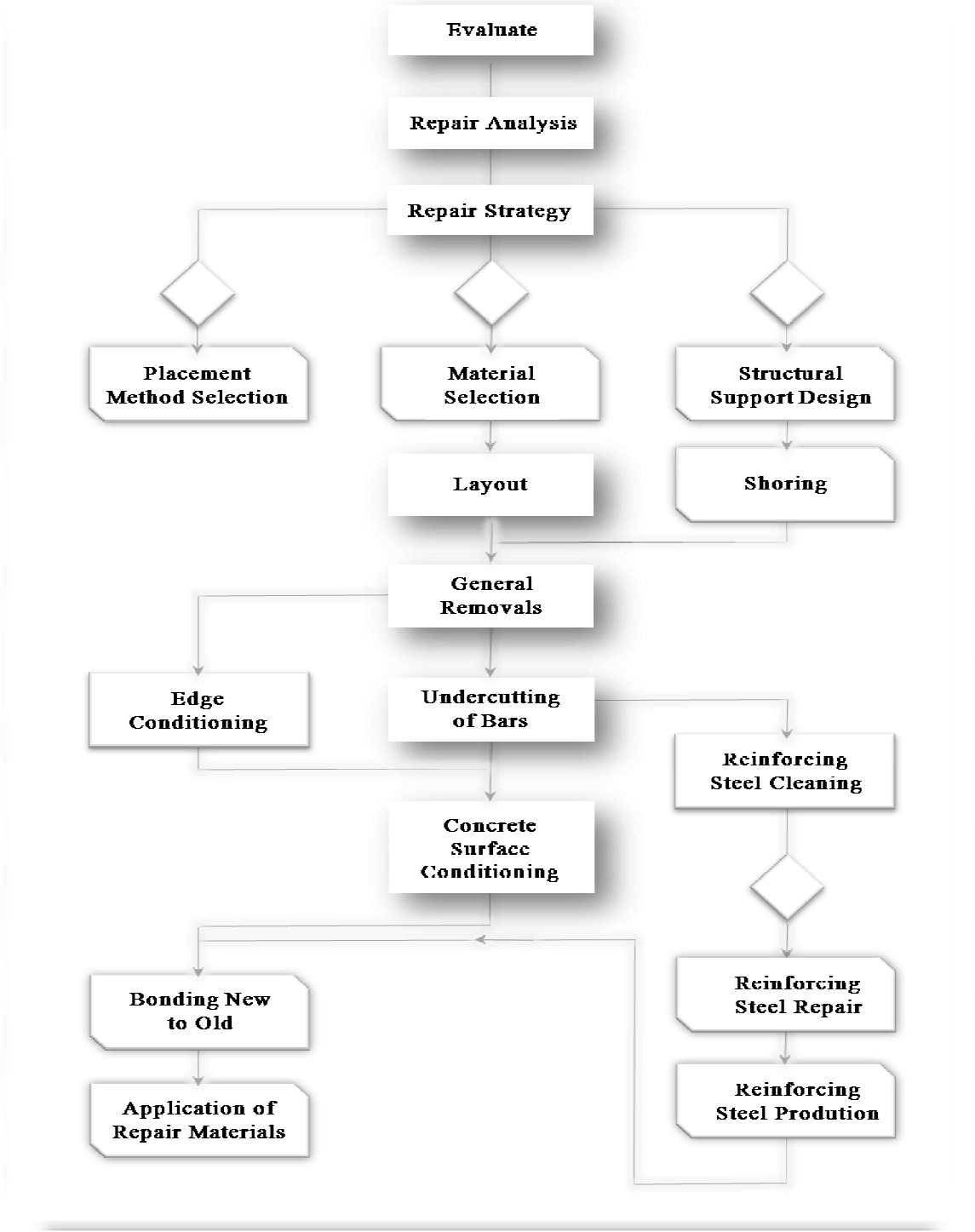


Figure I. 25. Stratégie d'intervention à réparer [80]

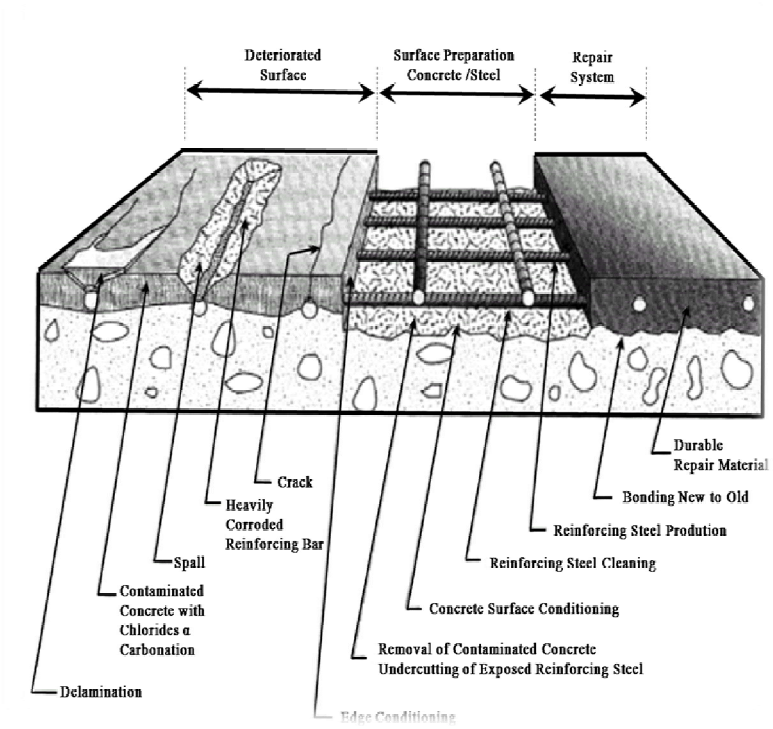


Figure I. 26. Les Trois Principales Étapes D'une Bonne Réparation [80].

I.4.3.1. Adhérence entre béton réparé et matériau de réparation

Comme il a été mentionné précédemment, le système de réparation est un modèle en trois phases : substrat, interface et réparation (voir figure IV.4). L'adhérence entre les deux matériaux se situe au niveau de la zone de transition, endroit généralement plus poreux et, par conséquent, de résistance mécanique plus faible. Cette augmentation de la porosité au niveau de l'interface est explicable par un double effet, similaire à ce qui est observé à l'échelle du matériau entre la pâte et le granulat. L'effet de paroi (wall effect) entre le support stable et la réparation fraîche amène la création de vides à l'interface puisque le tassement entre les particules de ciment ne se fait pas aussi bien près du support que dans un espace libre. De plus, l'hydratation est limitée au joint puisque les pores capillaires ne peuvent être comblés dans toutes les directions à cause du substrat {one-sided growth effect) [81].Ainsi, voyant l'interface comme une zone de faiblesse, plusieurs recherches ont été réalisées afin de mieux comprendre son influence sur la durabilité d'une réparation[81].

Typiquement, deux types d'adhérence peuvent être différenciés : une adhérence mécanique et une adhérence spécifique. L'adhérence mécanique est liée à l'interpénétration des matériaux l'un dans l'autre ce qui offre un ancrage mécanique par butée du matériau de réparation sur le substrat. L'importance de cet ancrage est en lien avec la rugosité du matériau de base avant la mise en place du matériau de réparation, la porosité et l'humidité de la surface.

Concernant la rugosité, différentes techniques de réparation (marteau-piqueur, jet de sable, hydrodémolition) peuvent également influencer le niveau de rugosité de la surface avant réparation. L'adhérence spécifique par contre est plus complexe [82]. Elle est qualifiée de spécifique car elle dépend de la surface spécifique ou, plus particulièrement, de la surface effective (la somme des contacts individuels) entre les deux matériaux. Ce type d'adhérence regroupe généralement trois volets soit les interactions moléculaires, l'aspect thermodynamique et les liaisons chimiques. Brièvement, l'aspect thermodynamique de l'adhésion traite de l'importance de l'attraction entre deux bétons à l'interface (adhésivité entre deux bétons).

Les liaisons intermoléculaires représentent des échanges au niveau atomique d'électrons (liaisons physiques faibles)contrairement aux liaisons chimiques qui impliquent des réactions avec une énergie de liaison beaucoup plus importante. L'étude de l'adhésion entre deux bétons est un phénomène complexe mais une compréhension des phénomènes enjeu est primordiale pour l'étude de la durabilité des réparations de béton. La durabilité de la réparation dépend de sa géométrie et des propriétés des matériaux. La présence de renforcement, l’épaisseur de la réparation et le matériau utilisé sont tous des paramètres que le concepteur d’une réparation doit étudier avant de faire un choix. Deux types de dégradation, illustrés à Figure IV.5, peuvent affecter la surface d’un tablier de pont. Dans le premier cas (type I), c’est le béton de recouvrement des armatures qui est détérioré et les barres ne sont pas endommagées. Dans le second cas (type II), la détérioration du béton est plus avancée et la corrosion des barres d’armatures a débuté. Il faudra donc les nettoyer ou les remplacer avant de procéder à la mise en place de la réparation. La présence d’armatures dans la réparation (type II à la Figure I.27) a un impact sur son comportement. Plusieurs études ont porté sur la position des armatures dans la réparation et sur leur contribution au comportement de la réparation.

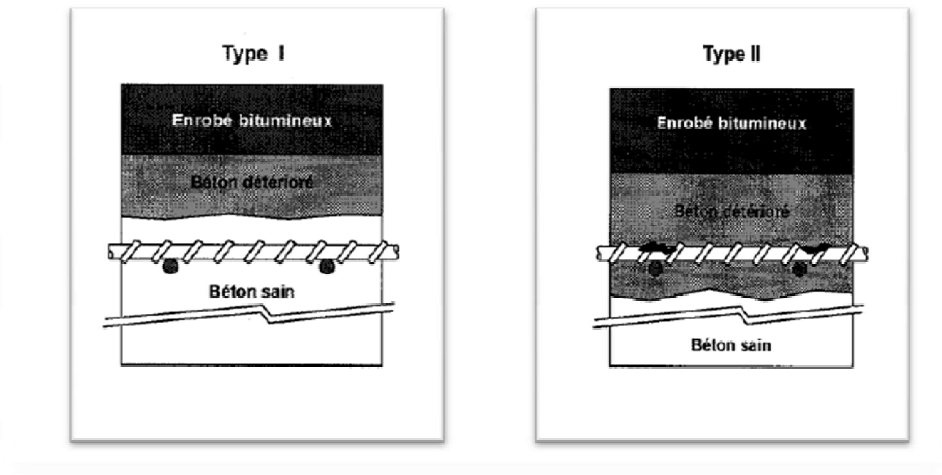


Figure I. 27. Types De Dégradation [83]

Il a été démontré que l'interface entre le nouveau et le vieux béton ne doit pas coïncider avec le centre des barres d'armatures. Paramasivam [84] a testé en flexion des dalles réparées d'une telle façon. Dans tous les cas, il y a eu décollement de la réparation. Les essais réalisés par Silfwerbrand [85] permettent également de conclure que cette configuration doit être évitée. Tel qu'illustré à la Figure I.28, il a également été démontré que la présence d'armatures dans une réparation sollicitée en traction aide à prévenir ou à limiter le décollement de la réparation.

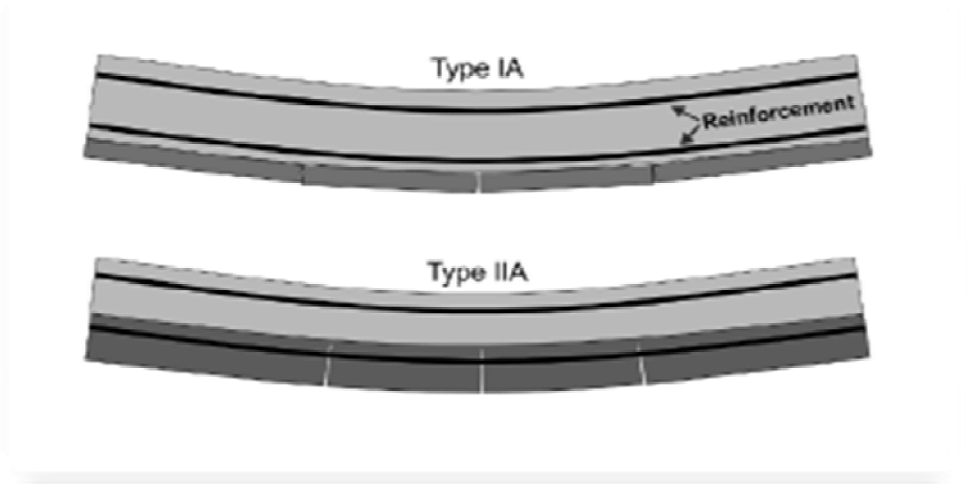


Figure I. 28. Fissuration de réparations avec et sans renforcement [86].

Lemieux [86] a comparé le comportement de dalles réparées. Il a conclu que l'armature présente dans une réparation permet de reprendre une partie des efforts de traction et de limiter la fissuration due aux efforts de flexion. Si la fissuration n'atteint pas l'interface entre le nouveau et le vieux béton, aucun décollement n'aura lieu. Dans le cadre de ce projet, il a été décidé d'étudier le comportement de réparations de faible épaisseur sans armatures. Lors de la conception**,** l'épaisseur de la réparation est essentiellement contrôlée par la profondeur de détérioration du béton à réparer [81]. Cependant, l'épaisseur joue également un rôle sur le comportement d'une réparation.

Habel a observé que plus une réparation est épaisse, plus ses déformations observées au jeune âge sont grandes. Pour des poutres réparées placées sur deux appuis simples, Habel a mesuré la flèche provoquée par les déformations volumiques (déformations thermiques et retrait)du béton de réparation au jeune âge. Lorsque la réparation se gonfle ou se contracte, la poutre se soulève ou s'abaisse. Plus les réparations sont épaisses, plus les flèches mesurées sont grandes, Deux points expliquent ce comportement [87]. D'abord, la température du béton s'élève dans les premières heures suivant sa fabrication. Ceci est dû à la réaction d'hydratation très exothermique entre l'eau et le ciment.

Ainsi, une réparation plus épaisse s'échauffe davantage et gonfle plus, ce qui affecte le comportement global de l'élément de béton réparé, ensuite, le degré de restreinte des déformations est plus petit pour une réparation de béton plus épaisse car l'épaisseur de nouveau béton représente une plus grande proportion de l'épaisseur total de l'élément. Ainsi, le retrait d'une réparation plus épaisse est plus libre et influence rad avantage le comportement structural global de l'élément de béton.

I.4.3.2. Choix du matériau de réparation et principe de compatibilité

Une étape cruciale dans le processus de réhabilitation est le choix du matériau de réparation. Toutefois, la montée en flèche du domaine des réparations au cours des dernières décennies a contribué à rendre davantage complexe l'étape de conception, avec un nombre sans cesse croissant de matériaux de réparation souvent mal documentés, laissant les ingénieurs et professionnels devant la difficulté de procéder à une sélection éclairée. Ainsi, une approche répandue pour la sélection du matériau de réparation était celle du (like with like) qui prône l'utilisation d'un matériau de réparation ayant des caractéristiques similaires au matériau de base.

Par contre, cette approche se montre un peu trop simpliste, car elle néglige les changements volumétriques importants du matériau de réparation suite à sa mise en œuvre, phénomène qui constitue la problématique majeure du domaine des réparations. Un concept plus rigoureux est ensuite apparu, celui de compatibilité. Par définition, la compatibilité est définie comme une optimisation entre les propriétés déformationnelles, de perméabilités, chimiques et électrochimiques entre le béton existant et le béton de réparation [88,89]. Cet équilibre doit notamment assurer que les contraintes internes induites par des changements de volumes ou effets chimiques n'excéderont pas les valeurs limites et ce, pour toutes sections du système durant une période spécifique de temps, et sous l'action de plusieurs types de changements environnementaux ou chargements.

Finalement, un matériau de réparation et un substrat possèdent une bonne compatibilité mécanique, s'ils peuvent, durant leur durée de vie anticipée, maintenir un état de contrainte interne inférieur à la résistance du système i.e. la résistance du support, de la réparation ou de l'interface entre les deux matériaux.

I.4.3.2.1. Différents types de compatibilité

Globalement, quatre types de compatibilité peuvent être distingués : déformationnelle, de perméabilité, chimique et électrochimique. La compatibilité déformationnelle est la composante la plus importante ou critique de toute réparation de béton, parce qu'elle se pose presque inévitablement.(Figure I. 29) Or, la présence d'un béton d'origine très stable liée à un béton de réparation entraîne forcément des contractions qui peuvent ultimement mener à la fissuration et/ou au décollement de la réhabilitation. Donc, le matériau de réparation doit être compatible d'un point de vue déformationnelle avec le support et offrir une bonne qualité de l'interface afin de minimiser le risque d'échec du système réparé. Pour une réparation préventive, les propriétés ou phénomènes qui influencent principalement la compatibilité déformationnelle incluent le retrait de séchage et le coefficient de dilatation thermique[90].

Dans le cas d'une réparation structurale, le matériau de réparation est sous contrainte et deux autres composantes importantes s'ajoutent à la compatibilité déformationnelle i.e. le fluage et le module élastique. Ainsi, les différentes propriétés de la compatibilité déformationnelle (ou mécanique) conditionnent la réponse mécanique du système réparé aux sollicitations thermiques, hygrométriques et gravitaires. L'objectif est d'obtenir une combinaison de propriétés qui assure une contribution de la zone réparée équivalant aux

sollicitations de conception, indépendamment des changements climatiques ou environnementaux. [90]

Un second type de compatibilité est celui des perméabilités (substrat et matériau d'apport). Par perméabilité, il est entendu l'aptitude du béton à laisser traverser soit un liquide ou un gaz. Intuitivement, un matériau de réparation montrant une faible perméabilité semble un critère désirable pour freiner la pénétration d'agents agressifs dans la matrice. Pour les nouvelles structures, cette affirmation se révèle juste, mais dans le cas des réfections, il est nécessaire d'être prudent. Dans le cas des bétons nouveaux, réduire la perméabilité a pour but principalement d'optimiser la durabilité. Par contre, concernant les réparations, durabilité et perméabilité sont moins fortement liées. Une faible perméabilité de la réparation risque d'emprisonner l'eau et les ions se trouvant dans la porosité du support au moment de la réfection et réduit possiblement la durabilité du système global. En fait, c'est l'aspect premier à considérer dans le cas des réparations puisque l'eau ne pouvant pas sortir du système, risque de générer des pressions hydrauliques/osmotiques à l'interface et provoquer ultimement la fissuration/décollement. De plus, une faible perméabilité de la réhabilitation est souvent obtenue pour des bétons présentant un faible rapport eau/ciment et d'un dosage en ciment important. Ce dosage important en ciment augmente le retrait et puisque le matériau est gêné par la présence du support, la tendance à fissurer devient non négligeable[90].

Selon Emmons et Vaysburd [88], viser une très faible perméabilité de la réparation peut être problématique pour la durabilité du système réparé puisque l'apparition de fissures devient une source de danger pour la durabilité du système réparé. Selon ces auteurs, la perméabilité de la réparation ne semble pas un critère dominant comparativement à la fissuration de la réparation en matière de durabilité. Ainsi, minimiser la fissuration de la réparation plutôt que minimiser la perméabilité est primordial afin de permettre une durabilité satisfaisante du système réparé [90].

La compatibilité chimique est également un facteur important à considérer pour l'évaluation d'une réparation notamment pour les structures affectées par une réaction chimique sévère (réaction alcali-granulat ou attaque sulfate par exemple). Ainsi, advenant la réparation d'une structure gravement atteinte, la composition du matériau de réparation doit être spécifiée avec précaution. Pour une réaction alcali-silice dominante sur un élément, un dosage minimum en alcalins pour la réparation est important tandis qu'un ciment à faible teneur en C_3A est un choix judicieux pour une attaque sulfate sévère afin d'éviter l'accélération du phénomène de dégradation sur la structure d'origine [91].

Finalement, comme la plupart des bétons qui contiennent de l'armature, la compatibilité électrochimique est un élément important à respecter de façon à ralentir ou arrêter la corrosion du béton d'origine. D'abord pour initier la corrosion, la couche passive en surface des armatures doit être détruite localement. La disparition de cette couche protectrice est favorisée en présence d'une teneur importante en chlorures au niveau des armatures et/ou d'une différence de pH dans le béton (carbonatation du béton sain). Après la dépassivation ponctuelle, le phénomène de corrosion peut s'enclencher par la création d'une pile électrochimique i.e. des zones anodiques (dissolution du métal) et cathodique (réduction de l'oxygène) liées par un milieu électrolytique (solution interstitielle du béton). Par la suite, le développement de la corrosion dans le béton est assuré avec la présence continue d'eau et d'oxygène dans la matrice cimentaire [143]. Une pratique courante concernant les réparations d'éléments fortement touchés par la corrosion consiste d'abord à retirer le béton contaminé pour dégager les premiers rangs d'armature corrodés. Par la suite, les barres sont brossées (jet de sable ou jet d'eau) pour en déloger les produits de corrosion et la réparation est réalisée. D'autres techniques sont également possibles : protection cathodique, inhibiteurs de corrosion et membranes protectrices. Par contre, il n'est pas simple d'assurer la compatibilité électrochimique puisque d'une part, il est difficile d'éliminer les sources de corrosion (ions agressifs, produits de corrosion) au niveau des armatures et d'autre part, plusieurs des techniques protectives ont montré une accélération de la corrosion de l'ouvrage [91].

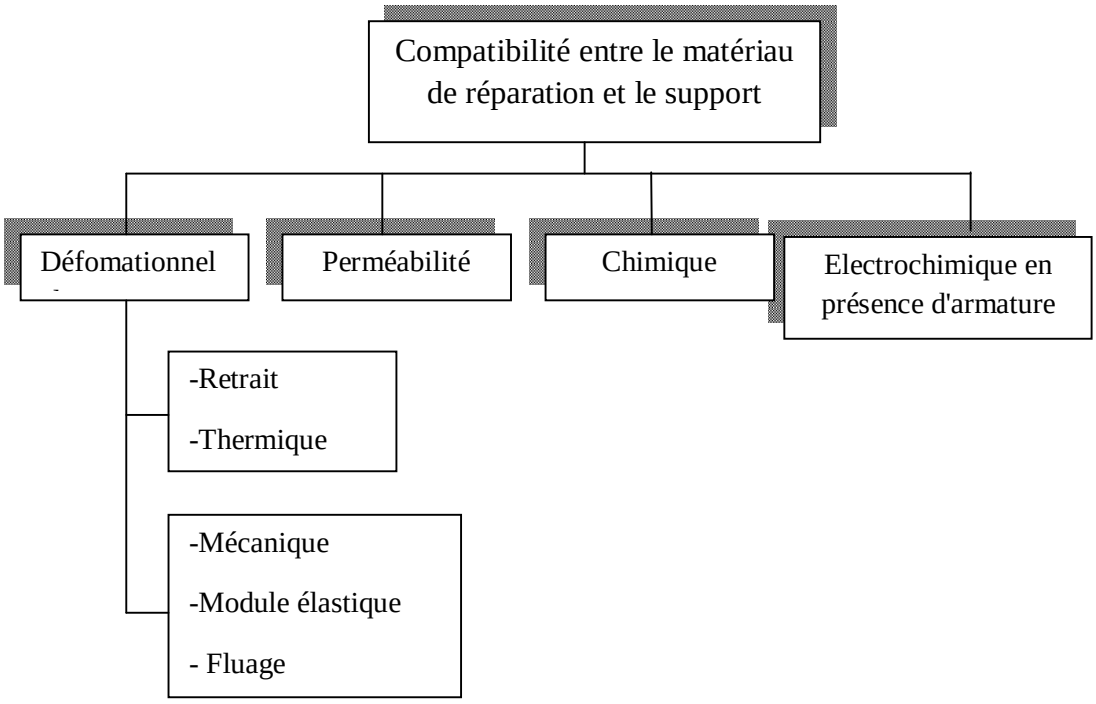


Figure I. 29. Principe de compatibilité entre la réparation et le substrat.

I.4.3.2.2. Facteurs d'influence de la compatibilité entre la réparation et le support

Jusqu'ici, il a été question des principaux facteurs internes qui peuvent affecter la durabilité d'une réparation i.e. l'adhérence et la compatibilité des propriétés du matériau de réparation avec le support. Par contre, le système réparé est soumis à des perturbations externes que ce soit des changements de température, des variations d'humidité, différents cycles (chargements, gel/dégel, mouillage/séchage) ou des attaques chimiques. Ces différents facteurs peuvent altérer le matériau de réparation ou même l'adhérence entre les deux matériaux cimentaires et nuire à la compatibilité entre les deux matériaux.

Les variations d'humidité liées au séchage du béton se produisent généralement sur une faible profondeur. Ainsi, pour un élément massif, le séchage provoque essentiellement une fissuration de peau. Toutefois pour des éléments peu épais, comme les réparations de surface, cette fissuration peut se prolonger jusqu'à l'interface. Les changements thermiques affectent directement la compatibilité déformationelle du matériau composite ou plus spécifiquement la compatibilité thermique. Le béton de masse est souvent plus enclin à la fissuration due à la chaleur, car il présente des gradients thermiques importants [92]. Dans le cas des réparations cimentaires, l'importance du phénomène thermique pour la durabilité est davantage liée à la disparité des coefficients de dilatation thermiques des deux matériaux. La différence entre ces coefficients implique des contraintes thermiques au niveau de l'interface, lesquelles s'additionnent aux contraintes de retrait et aux contraintes dues au chargement, accroissant ainsi les risques de délamination de la réparation. L'évolution cyclique d'une perturbation thermique ou d'humidité peut être problématique pour la durabilité de l'ouvrage. Une étude récente réalisée par Naderi en 2008 [93] sur des dalles de 600 x 300 x 100 mm avec une réparation de 20 mm d'épaisseur montre qu'après 300 cycles de gel/dégel, la majorité des matériaux de réparation étudiés ont présenté une perte de l'adhérence de plus de 50% allant même jusqu'à 100%. Les mêmes constatations ont été faites pour des cycles en température variant de 80 °C. Quoiqu'il en soit, la variation cyclique de l'humidité semble être moins catastrophique pour la résistance du joint. En effet, une amélioration de la résistance à l'interface est observable dans certains cas.

I.4.3.3. Réparation Par Béton Fibré

Afin d'assurer la durabilité d'une réparation, le choix du matériau doit se faire avec attention. Les propriétés déformationnelles du nouveau béton ont un effet sur la répartition des contraintes ente le socle et la réparation [94]. De plus, l'ajout de fibres améliore le transfert des efforts en condition fissuré et limite la propagation des fissures et leur ouverture. Ainsi, les fibres contribuent à la durabilité d'une réparation. La Figure IV.6 présente les types de compatibilité entre le matériau de réparation et le socle de béton. Il y a d'abord la compatibilité déformationnelle qui dépend de quatre propriétés du béton de réparation : le module élastique, le fluage, le retrait et les déformations thermiques. Le module élastique d'un béton de réparation doit être égale ou plus petit à celui du béton du socle. Ainsi, tel qu'illustré à la Figure I.8, la proportion des contraintes reprise par la réparation n'est pas supérieure à celle reprise par le socle. Par contre, il est important d'également tenir compte de la résistance en traction du matériau. Un matériau ayant un module d'élasticité plus élevé possède généralement une résistance en traction plus grande[94].

Le fluage du matériau de réparation permet de relaxer les contraintes induites par les chargements externes et par les déformations volumiques restreintes. Ainsi, un béton avec une plus grande viscoélasticité permettra de réalisé une réparation plus durable, puisqu'elle se déformera sous l'effet des contraintes plutôt que de se fissurer. Cependant, afin d'éviter la création de trop grande contraintes créés par le retrait restreint, un béton de réparation doit idéalement avoir un retrait le plus petit possible[93].

Enfin, la compatibilité thermique est importante à considérer en particulier lorsque l'infrastructure à réparer se trouve dans un environnement qui subit de grandes variations de température [94]. Un écart important entre les coefficients de dilatation thermique du socle et du matériau de réparation peut créer une restreinte des déformations et donc des contraintes internes dans la réparation.

La perméabilité du matériau doit être faible afin d'éviter la pénétration des agents agressifs tels que les chlorures (sels déverglaçant) et éviter que la réparation ne se dégrade rapidement. Si la détérioration de l'ouvrage à réparer est d'origine chimique (par exemple la réaction alcali-granulat),il faut prêter attention à la composition chimique du matériau de réparation afin que les mêmes problèmes ne se reproduisent pas. Enfin, si la corrosion des armatures est un problème de l'infrastructure à réparer, il faut s'assurer que la compatibilité électrochimique entre le béton de réparation et celui en place est adéquate, l'utilisation de fibres dans le matériau de réparation permet d'abord de limiter la propagation de la fissuration de la

nouvelle couche. En limitant l'ouverture des fissures, les fibres empêchent les fissures d'atteindre l'interface entre le nouveau et le vieux béton et donc diminuent les chances de décollement de la réparation [95].

I.4.3.4. Procède de réparation

Afin d'assurer une bonne adhérence de la réparation, il faut choisir correctement les méthodes de démolition du béton détérioré et de préparation de la surface avant la mise en place de la réparation

I.4.3.4.1. Démolition du béton détérioré

La méthode choisie pour enlever le béton détérioré joue un rôle sur la résistance de l'interface entre le nouveau et le vieux béton. Il existe de nombreuses techniques qui peuvent être séparée en deux catégories[96] :

- Les techniques par impact
- Les techniques par projection**.**

La première catégorie regroupe les techniques telle que le marteau piqueur, la boucharde ou encore le rouleau à pointes diamantés. Ces techniques causent la microfissuration à la surface du béton sain laissé en place [97]. La microfissuration affaiblit l'interface entre la réparation et le socle de béton. Les techniques par projection comprennent le jet de sable et l'hydrodémolition. Ces techniques laissent une surface caractérisée par un profil de vagues ayant de bonnes amplitudes [98].

L'hydrodémolition consiste à utiliser un jet d'eau à haute pression (pression de 125 MPa et débit de 27 l/h) pour démolir le béton détérioré. Cette méthode ne crée pas de micro fissuration à la surface du béton sain et permet d'obtenir une surface suffisamment rugueuse. Perez a démontré que l'adhérence entre le nouveau béton et le vieux béton est meilleure pour une surface hydrodémolie.

I.4.3.4.2. Préparation de la surface

Une fois que le béton détérioré a été enlevé de l'élément à réparer, il faut préparer la surface à recevoir le béton de réparation. D'abord, il faut s'assurer que la surface est propre, c'est-à-dire que toutes les particules libres sont enlevées. La présence de particules peut diminuer l'adhérence entre le nouveau et le vieux béton [85]. La mise en place d'agents de liaison tels que du mortier, du mortier avec latex ou de la résine d'époxy est parfois proposée. Wellsa démontré que l'utilisation de tels agents peut aider à augmenter l'adhérence de la réparation lorsque la surface n'est pas suffisamment rugueuse[99]. Cependant, Silfwerbrandnotent qu'il faut être prudent avec leur utilisation puisque l'application d'un agent donne deux interfaces de contact et donc deux plans de délamination entre la réparation et son socle [85]. De plus, un mortier avec un rapport E/C élevé peu diminuer la résistance de l'interface.

La surface doit être saturée séchée avant la réparation, c'est-à-dire que les pores du béton substrat soient pleins d'eau mais qu'il n'y ait pas d'accumulations sur la surface. L'objectif est d'éviter un échange d'eau trop grand entre le vieux béton et le nouveau béton. Si les pores capillaires du substrat sont déjà remplis d'eau, il n'y a pas pompage de l'eau contenue dans le béton frais de réparation par le substrat. Par contre, il faut éviter les accumulations d'eau dans les rugosités puisque ceci peut augmenter le rapport E/C du béton de réparation à l'interface et diminuer sa résistance [11].Il est à noter que l'utilisation de goujons pour améliorer la résistance au cisaillement à l'interface n'est pas nécessaire lorsque la surface est suffisamment rugueuse et adéquatement préparée à recevoir la réparation [96]. En effet, pour que les goujons deviennent actifs, il faut que la délamination soit commencée, ce qui doit être évité pour une réparation durable.

I.4.3.5. Caractéristique Des Réparations

I.4.3.5.1. Essais pour caractériser des réparations

Plusieurs essais ont été développés afin d'évaluer le comportement d'un élément réparé. Les objectifs sont de vérifier la durabilité des réparations et le comportement monolithique des éléments hybrides sous des charges mécaniques.

I.4.3.5.2. Mesure des déformations

Habel a réalisé une série d'essais dont l'objectif est de vérifier le comportement d'une réparation sans chargement [87]. Plusieurs poutres de 5,4 mètres de long ont été réparées. La moitié des poutres a été placée sur deux appuis simples, en condition isostatiques. L'autre partie des poutres a été placée sur quatre appuis afin d'étudier le comportement d'une réparation en conditions hyperstatiques. Toutes les poutres ont été réparées avec du béton fibré à ultra-haute performance (BFUP). Les paramètres qui ont été étudiés sont l'épaisseur de la réparation et la présence ou non de barres d'armature. Les mesures suivantes ont été prises : la température dans la poutre et dans la réparation, la déformation de la réparation à l'aide d'un capteur à fibre optique et la flèche de la poutre.

Habel a observé que les déformations principales apparaissent dans les sept à neuf jours suivant la mise en place de la réparation et qu'elles sont attribuables aux déformations thermiques et au retrait du béton de réparation [87]. Ces essais ont également permis de conclure que les réparations ne se dégradent pas prématurément au jeune âge. Aucune fissuration et aucune délamination n'a été observée.

I.4.3.5.3. Mesure de la rugosité

Perez [88] a développé une méthode permettant de caractériser de façon quantitative la rugosité d'une surface. Il s'agit d'un relevé topographique par mesures optiques. Les paramètres de rugosité obtenus avec cette méthode permettent de corréler la rugosité de la surface avec l'adhérence d'une réparation. Par contre, les résultats obtenus par Perez n'ont pas permis d'établir une relation claire entre ces deux paramètres et de proposer une méthode de préparation optimale en termes de rugosité.

I.4.3.5.4. Adhérence

Plusieurs chercheurs ont effectué des essais afin de connaître la résistance de l'interface entre le béton de réparation et son substrat. Afin d'évaluer la performance de l'adhérence, Perez [88] a réalisé deux types d'essais. D'abord, il a réalisé un essai de traction directe sur des carottes cylindriques de 100 mm de diamètre et 100 mm de hauteur. Ces carottes ont été extraites de poutres réparées.

Des casques ont été collés aux extrémités des éprouvettes afin de les charger entre action. Ensuite, il a réalisé des essais de cisaillement direct sur des carottes cylindriques de 100mm de diamètre et de 60 mm de longueur. L'essai se rapproche d'un essai brésilien. Ces essais lui ont permis de conclure que l'hydrodémolition est la meilleure méthode pour démolir le béton détérioré avant la mise en place d'une réparation. la figure I.30 représente les deux essais proposé par Perez [88].

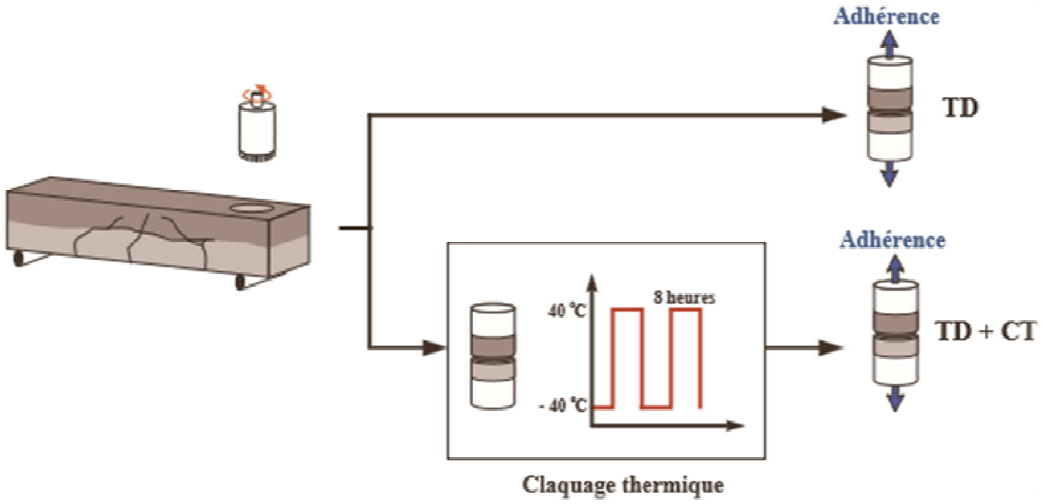


Figure I. 30. Méthodologie des essais de traction Avec et sans claquage thermique[88]

I.4.3.5.5. Flexion statique et cyclique

Des essais mécaniques permettent d'étudier le comportement d'une réparation lorsque soumise à des sollicitations statiques ou cycliques. Les sollicitations statiques permettent de connaître la résistance ultime d'un élément réparé et de vérifier si la réparation et le béton substrat agissent ensemble de façon monolithique. Les sollicitations cycliques permettent de représenter le passage des véhicules dans le cas d'un élément de pont. Ce type de chargement permet d'évaluer si la réparation se dégrade prématurément et si le comportement de la structure hybride demeure monolithique malgré un endommagement progressif. Afin d'être en mesure de faire des comparaisons, un spécimen de référence, non-réparé, est testé en plus des spécimens réparés [86].

Lemieux a testé des dalles réparées sous un chargement cyclique en flexion. Afin de tester la réparation en compression, la surface réparée de la dalle est placée vers le haut. Si la réparation doit être testée en traction, la surface réparée est placée vers le bas, tel qui l'illustre la Figure I.31.[86]

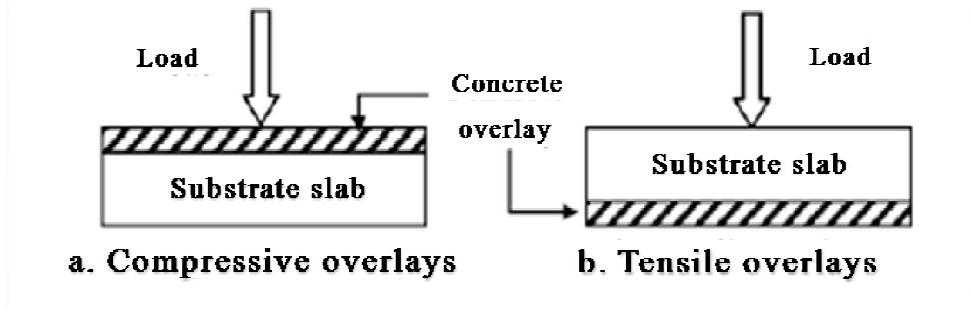


Figure I. 31. Type de chargement [87]

Lemieux a conclu qu'avec une bonne préparation de surface, le comportement monolithique d'un élément réparé est assuré et que sa résistance est la même que l'élément non-réparé. Concevoir et réaliser une réparation sur une structure en béton est un problème complexe qui ne relève pas seulement d'un savoir-faire technique. Il faut bien comprendre l'origine des dégradations afin qu'elles ne réapparaissent plus une fois l'ouvrage réparé. La pathologie des ouvrages en béton montre qu'il existe multitude de symptômes de dégradations. Un diagnostic préalable à l'identification des causes est nécessaire et qui constitue l'étape la plus importante et la plus difficile de tout le processus de réparation, afin de choisir le matériau et la méthode convenable à réparer [86].

I.4.4. Mise en place et conditions de réparation

Une dernière étape cruciale dans le processus de réparation est la mise en place du matériau. La technique généralement utilisée en réhabilitation cimentaire est le « patch repair» ou la réparation de surface localisée pour sa facilité d'exécution [100]. Les étapes de la méthode consistent d'abord à retirer le béton endommagé et à dégager les premières barres d'armature dans le cas du béton armé. Ensuite, une préparation de surface est réalisée pour donner au support une bonne rugosité afin d'améliorer l'adhérence avec le matériau de réparation. Différents équipements sont disponibles pour réaliser un traitement de surface, mais l'important est de donner une bonne rugosité en minimisant la microfissuration de la surface du support. Un nettoyage est important par la suite afin de retirer toute poussière ou saleté qui diminuerait la résistance de l'adhérence. L'utilisation d'un agent de liaison est

possible, quoique déconseillé par nombre de spécialistes, pour améliorer les propriétés mécaniques de l'interface.

L'emploi d'un agent de liaison est délicat puisque peu de recherches ont été réalisées sur le sujet et qu'en pratique, son application demande beaucoup de plus de connaissances pour assurer la durabilité du système réparé. Finalement, la mise en place du matériau de réparation est effectuée, suivie de la période de cure. Diverses mesures préventives, comme les imperméabilisants, les membranes et systèmes de protection cathodique sont disponibles pour accroître la durée de vie de l'ouvrage lorsque la réparation est soumise à des conditions d'exposition agressives.

L'état du support avant l'application du matériau de réparation est important pour la durabilité de l'ouvrage. Mis à part, le traitement de surface mentionné précédemment, l'état de chargement sur le support influence aussi l'efficacité de la réparation. En fait, certaines études Mangat et al, Canisius, ont montré que la fissuration occasionnée par le retrait de séchage pouvait être diminuée en laissant une portion de la charge morte agir sur la structure durant la réparation. La mouillabilité du support a aussi son influence[101,102]. Trop d'eau au niveau de l'interface peut diminuer la capacité du joint et l'inverse entraîne un drainage de l'eau de la réparation vers le substrat changeant ainsi les propriétés du matériau de réparation. D'ailleurs, les recherches effectuées par Austin et coll. démontrent qu'un support trop humide (SSM - saturé surface mouillée) ou trop sec (NSSS - non saturé surface sèche) réduit la résistance du joint entre les deux matériaux[103]. Également, les expériences de diffraction aux rayons X de F. Saucier montrent qu'une saturation partielle de la base favorise la formation de cristaux d'ettringite entre les deux matériaux formant ainsi un ancrage supplémentaire[104]. Par contre, l'état des connaissances concernant le mouillage préalable du support sur l'adhérence de la réparation est très qualitatif. Un effort de recherche approfondi est souhaitable pour mieux quantifier l'influence de ce paramètre.

I.4.5. Comportement structural d'une réparation

L'analyse structurale d'une réparation nécessite d'abord la compréhension du comportement mécanique des matériaux en cause. Toutefois, l'analyse est complexe puisque les matériaux possèdent des compositions différentes (ciment, granulat, sable, eau, adjuvant, air entraîné, ...) et que leurs caractéristiques (module élastique, retrait, fluage, hydratation, ...) évoluent dans le temps et sous différentes conditions (température, humidité, chargements, ...). De plus, le béton est un matériau hétérogène, mais pour simplifier l'approche, celui ci est souvent

considéré comme étant homogène et isotrope à l'échelle macroscopique. L'avantage structural du béton est surtout son comportement en compression puisqu'en général, la résistance en traction simple est dix fois moins importante que la résistance en compression. Donc, sous sollicitation statique simple en compression, la relation charge/déformation du matériau est quasi linéaire pour des niveaux de contrainte faibles à modérés (entre 50 et 60 % de la limite ultime du matériau). Lorsque la contrainte est supérieure à 60% de la contrainte de rupture, le matériau réagit de façon « non linéaire » et cette tendance de non proportionnalité est caractérisée par la progression de microfissures qui se rejoignent, formant ainsi des microfissures menant ultimement à la rupture du matériau (voir la figure IV.11). La nature quasi-fragile du béton offre peu de ductilité ou de déformation plastique avant la rupture. Par ailleurs, sur une base comparative, les bétons ordinaires (BO) sont généralement plus « ductiles » que les bétons à hautes performances (BHP ou BUHP) [92]. D est important de ne pas confondre ductilité et rigidité puisque la rigidité régit la déformation d'un matériau avant la limite d'élasticité (section I sur la. figure I.32) et la ductilité décrit plutôt la déformation entre la limite d'élasticité et la rupture.

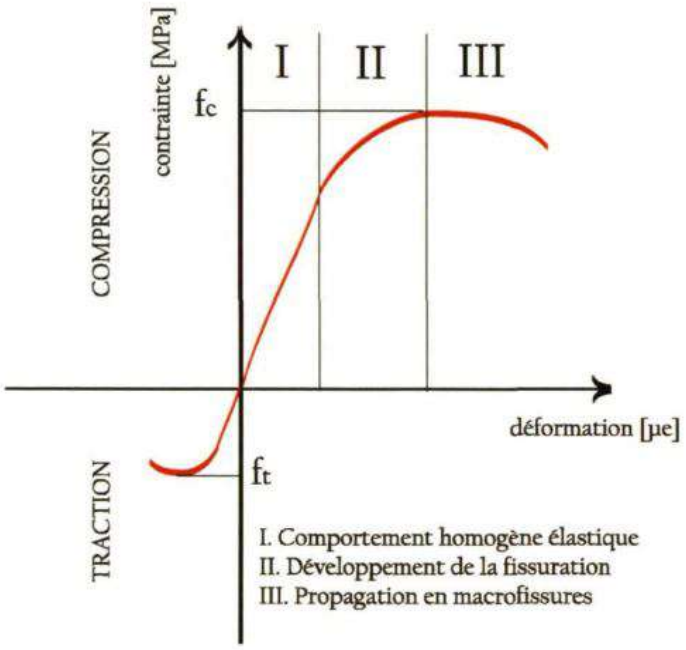


Figure I. 32. Courbe contrainte-déformation en compression et traction simple pour un béton usuel

La réponse structurale d'une réparation devient légèrement plus complexe que dans le cas d'un béton seul, puisqu'elle est influencée par la nature composite des matériaux en cause et par les propriétés de l'interface qui les unit. Ainsi, une analyse structurale juste d'une réparation doit idéalement tenir compte de ces trois phases et de leurs propriétés mécaniques

respectives. La prochaine section traite des connaissances actuelles sur le comportement mécanique d'un système réparé (béton de base, béton de réparation et interface).

Principalement, quatre propriétés ou phénomènes doivent être considérés pour une analyse déformationnelle dans le domaine élastique des matériaux composant le système réparé: le module élastique, le fluage, le retrait et le coefficient de dilatation thermique [89]. Au-delà du domaine élastique, l'analyse déformationnelle doit prendre en compte la résistance ultime et la ductilité des matériaux en jeu. La déformation élastique est liée à la rigidité (ou le module élastique) du matériau et constitue la réponse mécanique instantanée tandis que la déformation de fluage se manifeste progressivement (caractère visqueux). La déformation de retrait liée à l'abaissement de la teneur en eau du matériau (auto-dessiccation et séchage) et à la déformation thermique sont les autres composantes pouvant influencer le comportement mécanique du système réparé. Dans le cas de réparations structurales, deux paramètres jouent un rôle primordial dans le comportement mécanique soit le module élastique et le fluage. Le retrait et le coefficient de dilatation thermique peuvent exercer une certaine influence sur la capacité structurale d'une réparation, mais elle est d'ampleur limitée.

La différence de rigidité entre la réparation et le support induit des sauts dans le profil des contraintes sur la section. En considérant un contact parfait entre les deux matériaux, la figure I.33 illustre les profils de contrainte théoriques sur une section réparée soumise à un chargement axial de compression et de flexion, suivant que le module élastique du matériau de réparation est supérieur, égal ou inférieur à celui du béton du support

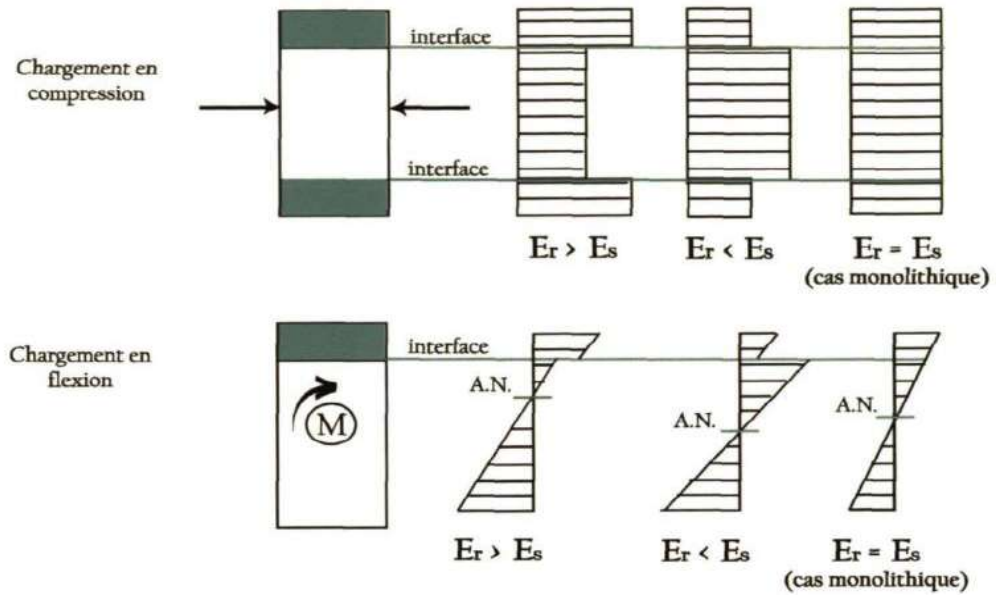


Figure I. 33. État des contraintes sur des sections réparées soumises à des chargements de compression et flexion pour des matériaux homogènes, isotropes et linéaires (adhérence parfaite) [89].

Une disparité entre les rigidités des deux bétons entraîne une discontinuité dans le profil des contraintes à l'interface. Ce saut de contraintes est une conséquence de la loi de Bernoulli, valable pour de petites déformations i.e. dans la portion élastique de la courbe de comportement des matériaux présentée précédemment . Cette hypothèse stipule que les sections planes restent planes et que la déformation d'une fibre longitudinale est proportionnelle à sa distance par rapport à l'axe neutre. Ainsi, comme la rigidité change brusquement de part et d'autre de la zone de transition, la contrainte évolue de façon discontinue dans cette zone pour satisfaire la condition de compatibilité des déformations sur la section. De plus, pour les éléments en flexion, la position de l'axe neutre est influencée par la rigidité de la réparation. Une réparation avec un module élastique faible aura tendance à rabaisser la position de l'A.N. tandis que l'inverse se produit pour une réparation avec rigidité élevée [89]. Or, en suivant cette idée, une réparation avec une rigidité plus faible que le support amène des contraintes moins importantes dans la réparation au niveau de l'interface et protège ainsi la faiblesse mécanique du joint, ce que démontrent les résultats expérimentaux d'études récentes [83]. Actuellement dans le domaine des réparations, il n'y a pas de consensus sur le choix à faire concernant la rigidité de la réparation afin d'assurer la durabilité de l'ouvrage. Bien qu'il y ait peu de travaux sur le comportement structural des réparations, certains auteurs (Emberson et Mays) [105] croient qu'un module élastique similaire à celui du béton de base est souhaitable pour éviter une concentration de contraintes à l'interface et ainsi

assurer une résistance satisfaisante du joint. Par contre, les travaux réalisés par Mangat et O'Flaherty penchent plutôt pour l'utilisation d'un module élastique plus élevé que celui du support. En fait, selon eux, une forte rigidité de la réparation est importante pour deux raisons principales[101] :

- augmenter la contribution structurale de la réparation de façon à soulager le support;

- diminuer la fissuration de retrait dans la réparation pour une meilleure durabilité à long terme de l'ouvrage. Selon eux, une forte rigidité est souvent accompagnée par une bonne résistance à la traction du matériau pour résister aux contraintes de tension occasionnées par le retrait. La résistance à la traction élevée est d'ailleurs souhaitable dans le cas d'une réfection de façon à réduire la fissuration causée par le retrait de séchage du matériau de réparation et augmenter la résistance du joint.

Plum a travaillé au développement d'équations pour le domaine des réparations cimentaires dépendamment de la fonction que celle-ci doit remplir i.e. une fonction de réparation qui dépend d'une déformation maximale dans le cas d'une réfection préventive et plutôt d'une force maximale dans le cas d'une réparation structurale. Concernant, la fonction de réparation structurale, l'équation est basée sur un ratio entre la force supportée par la réparation (Fr) et la force circulant dans l'ensemble du système réparé(F = F c +Fr) [106- 108].

$$\frac{F_r}{F} = \frac{F_r}{F_r+F_c} = \frac{\varepsilon_{eff}.E_r.A_r/(1+\varphi_r)}{\varepsilon_{eff}.E_r.A_r/(1+\varphi_r)+\sigma_c.A_c} \qquad \text{(eq.I. 16)}$$

σ_c, σ_r = Contrainte dans le béton d'origine et de réparation

Ac,Ar : Aire du béton d'origine et de réparation

Ec,Er : Module élastique du béton d'origine et de réparation

ε_{eff} : Déformation effective du matériau de réparation (déchargement total ou partiel avant réparation)

φ_r :Coefficient de fluage du matériau de réparation

La valeur de la fonction de réparation structurale se situe entre 0 et 1. En fait, la fonction donne un indicatif de la portion de la charge supportée par la réparation versus celle de l'ensemble du système réparé. Par exemple, une valeur de la fonction de 0.6 indique une réparation structurale qui supporte 60% de la charge totale effective sur l'élément. L'équation met également en relation les principaux facteurs tels que le module élastique de la réparation

(Er) et le coefficient de fluage(φr) sur l'efficacité de la réparation structurale. Selon Plum, un module élevé et un fluage faible représentent une combinaison gagnante pour une réparation structurale efficace et le contraire est plutôt à prescrire pour une réparation préventive. En somme, concernant la rigidité de la réparation, un module élastique de modéré à fort est souhaitable pour les réparations structurales. Le choix d'un module élevé pour la réparation a pour but de soulager le support et transmettre les efforts vers la réparation. Par contre, il est nécessaire d'être prudent, car une rigidité élevée de la réparation peut générer des contraintes importantes à l'interface entre les deux matériaux et comme le joint est généralement une zone de faiblesse mécaniquement, la durabilité de l'ouvrage peut être compromise. Le fluage est un autre paramètre important du comportement mécanique du système réparé. En général, pour une structure en béton soumise à une charge permanente importante, un fluage faible est préférable pour éviter des déplacements importants (flèche excessive, chute d'appuis, désalignement). Dans le cas des réparations, le fluage peut devenir un paramètre avantageux ou désavantageux selon qu'il s'agisse d'une réparation structurale ou non. En fait, dans les réparations préventives, l'utilisation d'un matériau à fluage élevé se révèle intéressant afin de soulager les contraintes volumétriques causées par le retrait ou la température. Dans le cas d'une réparation structurale, le fluage est défavorable, car il tend à réduire la contribution de la réparation et à isoler une part importante des efforts dans le béton d'origine.

I.4.6. Conclusion

La réparation et le renforcement des structures est une opération très complexe nécessite la bonne adhérence entre le support et les matériaux de réparation, les propriétés des matériaux et la performance des structures doit être l'intérêt des ingénieurs de réhabilitation du béton structurel, l'objectif de cette étude est d'évaluer le processus de renforcement et d'étudier le comportement des bétons renforcés .

CHAPITRE II

Etude expérimentale

Chapitre II : Etude expérimentale

II.1. Introduction

Dans ce chapitre on présente les matériaux de construction utilisés pour la confection des bétons étudies avec leurs caractéristiques et les essais faites en laboratoire. Comme pour tous les bétons, la formulation doit être définie avec le plus grand soin et les grandeurs caractéristiques sont classiques et bien connues à savoir :

- La granularité ou le fuseau granulaire du squelette
- Les dosages en sable, gravier, ciment, eau, superplastifiant

La caractérisation des bétons à l'état frais, et à l'état durci, nécessite de définir les corps d'épreuve sur lesquels seront mesurées les grandeurs spécifiques du matériau et les techniques d'essai. Trois familles de béton et un mortier autoplaçant sont réalisés et résumés dans le tableau II. 1.

Tableau II. 1.Types de bétons réalisés et fibres utilisés

MAP	MAPT : Mortier Autoplaçant témoin (sans fibre)
	MAPF : Mortier Autoplaçant fibré
BO	Béton ordinaires (C 20/25).
BAP	BAPT: Béton autoplaçant témoin sans fibres.
	BAPF1 : Béton autoplaçant de fibres métalliques industrielles MEDAFAC
	BAPF2 : Béton autoplaçant de fibres métalliques industrielles RC-80/50.
	BAPF3 : Béton autoplaçant de fibres métalliques industrielles FIBRETA A
BR	Béton renforcé.

Dans cette étude on veut étudier plusieurs caractéristiques des bétons ordinaire, fibré et bétons réparés dont le but est de présenter l'effet des fibres sur le renforcement des BAP, ainsi la possibilité de réparation des bétons ordinaires relativement faible par des bétons autoplaçant fibrés.

Mortier Autoplaçant Fibrés

Les mortiers autoplaçants fibrés ont été réalisés pour étudier l'effet des fibres métalliques sur la rhéologie.

Béton ordinaire (C20/25)

Dans le but d'avoir un béton de chantier, nous avons décidé d'utiliser une formulation de béton fournis par un laboratoire agréé, tout en gardant la méthode de malaxage utilisé dans nos chantiers et les conditions de préservation des matériaux à savoir l'utilisation des granulats non lavés et non étuvés pour simuler la réalité.

Béton Autoplaçant Fibré

Il a été décidé d'étudier l'effet des fibres sur les caractéristiques des béton autoplaçant fibrés, et les proposer comme un matériaux de renforcement.

Béton ordinaires renforcé

C'est un béton ordinaire renforcé par le béton Autoplaçant Fibré.

II.2. Matériaux utilisés

II.2.1. Ciment

Le ciment utilisé est CPJ-CEM II/A (Matine) (Figure IV.1), est un ciment Portland composé dont la résistance minimale à la compression à 28 jours est de 42,5 MPa, produit par la cimenterie de Lafarge (M'sila) conformément à la norme NA 442.

Le deuxième est le ciment CEM I 52.5 N distribué par la société **Calcia** Il est essentiellement constitué de 98% de Clinker et 2% de gibs. Les principales caractéristiques physiques, mécanique et la composition minéralogique de ce ciment sont données dans**.** EN 1097-6

II.2.2. Granulat

Les caractéristiques des granulats utilisés dans notre travail de recherche sont respectivement résumés dans les tableaux II.2, II.3et les figure II.1.

Tableau II. 2.Propriétés physiques d'identification des sables utilisés.

Caractéristiques	Type de sable		Normes
Provenance	Hassi-Bahbah	EL HACHIMIA	
Classe granulaire	0/3	0/5	
Module de finesse	0.83	3.20	EN 933-1
Module de finesse de sable corrigé	2.25		/
Masse volumique absolue (g/cm3)	2.63	2.64	EN 1097-6
Equivalent de sable (%)	80,42	91,29	EN 933-8
Taux d'absorption d'eau (%)	0,86	0,38	EN 1097-6
Taux d'absorption total d'eau (%)	0,62		/

Tableau II. 3. Propriétés physiques d'identification des graviers utilisés.

Caractéristiques	Type de sable		Normes
Provenance	KAHF EL ASSEL	KAH EL ASSEL	
Classe granulaire	3/8	8/15	/
Masse volumique absolue (g/cm^3)	2.604	2.695	EN 1097-6
LA (%)	25.22	23.10	EN 458
Taux d'absorptiond'eau (%)	1.73	0.64	EN 1097-6
Taux d'absorption total d'eau (%)	1.18		/

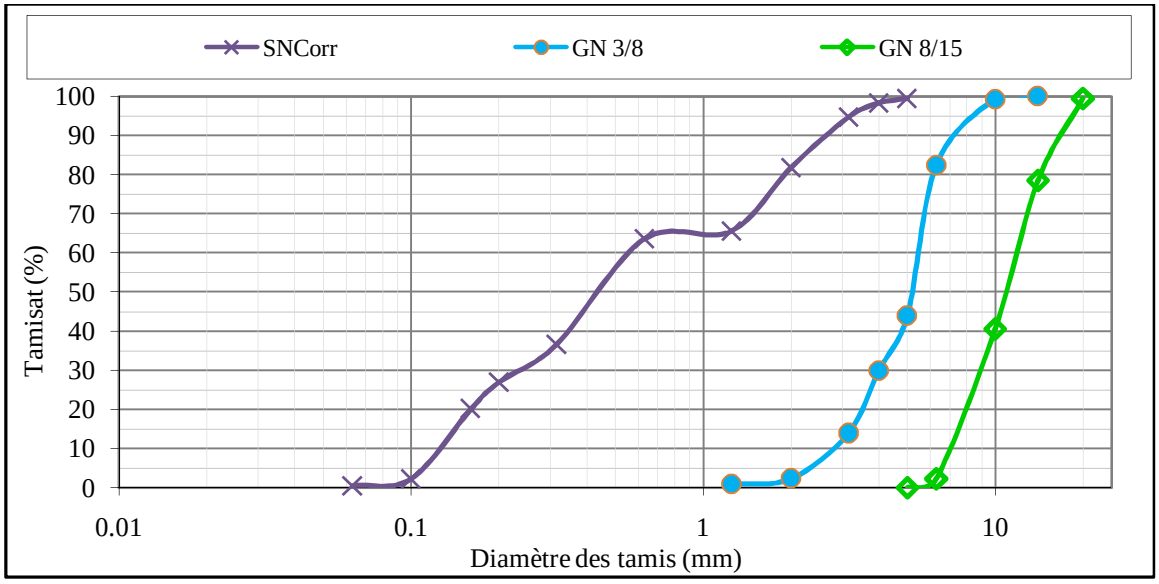


Figure II. 1. Analyse granulométrique des granulats.

II.2.3. Superplastifiant

Pour cette étude, nous avons utilisé un superplastifiant haut réducteur d'eau de la troisième génération fabriqué par la société Granitex-NP et commercialisé sous le nom suivant : MEDAFLOW 145. Il est à base de polycarboxylates d'éther (PC), sa plage normale d'utilisation est fixée par la fiche technique de 0,5% à 2% du poids de ciment,

II.2.4. Eau de gâchage

L'eau de gâchage utilisée dans cette étude est l'eau du robinet de notre laboratoire sans passer par l'analyse chimique de cette eau. Sa température était comprise entre 10 et 22°C.

II.2.5. Fibres métalliques

Les fibres métalliques se sont des produits en acier tréfilé. Sa géométrie et ses caractéristiques techniques lui permettent d'offrir au béton une ténacité importante. Grâce à ses propriétés les fibres permettent d'augmenter les résistances mécaniques du matériau. Le dosage optimal doit être déterminé en fonction du type de béton et des effets recherchés. nous avons utilisés trois types de fibres métalliques industrielles (figure II.2).

Tableau II. 4. Fibres utilisés.

Désigation industriel	Type	Forme	Longueurs (mm)	Nomenclature
MEDAFAC(FI50 GRANITEX)	F1	Ondulé	35 ; 40; 50.	F35; F40; F50
RC-80/50-BN Sika.	F2	Bâtonnets	50	F2
FIBRETAKA(30/50:TEKNA CHEM)	F3	Bâtonnets	30	F3
Fibralex (ESF 20 mm Sika)	F4	Bâtonnets	20	F4



(30/50 :TEKNA CHEM) (RC-80/50-BN Sika). (FI50 : GRANITEX) ;

Figure II. 2. Différentes formes de fibres utilisées.

Les caractéristiques des fibres utilisées sont présentées dans le tableau II.5

Tableau II. 5.Caractéristiques des fibres utilisés

Type	FI 50(MEDAFAC)			RC-80/5 (SIKA)	30/50 (TEKNACHEM)	ESF 20 (SIKA)
Fibres	1	2	3			
L (mm)	35	40	50	50	30	20
D (mm)	0.60	0.60	0.60	0.62	0.50	0.50
Facteur d'aspect (l/d)	58.33	66.66	83.33	80.64	60	40
Forme	Ondulé	Ondulé	Ondulé	Bâtonnets	Bâtonnets	Bâtonnets
Module d'élasticité (GPa)	210	210	210	210	210	210
Allongement à la rupture (%)	4	4	4	3.72	3.40	3.72
Résistance à la traction (MPa)	1180	1180	1180	1100	1000	1100

II.3. Formulation des bétons

Le béton autoplaçant est classé comme un béton spécial, la procédure expérimentale de ce type de béton doit répondre aux recommandations des chercheurs qui ont développé [1].que se soit pour le mortier ou le béton autoplaçant.

II.3.1. Mortiers Autoplaçant équivalent

L'objectif de la formulation est de déterminer la quantité nécessaire pour chaque matériaux du gâchée, afin d'obtenir un mortier avec des propriétés souhaitées. Notre étude est basée sur l'influence des fibres sur la rhéologie et les résistances mécaniques des MAP fibrés . Afin de déterminer les quantités des matériaux : sable, ciment, eau et adjuvant, nous nous sommes basés sur la formulation OKAMURA (La Méthode Générale) a été développée par Okamura et Ozawa [7].

II.3.1.1. Optimisation du pourcentage de superplastifiant

L'optimisation du pourcentage de SP consiste à développer les meilleures caractéristiques du mortier à l'état frais pour assurer des performances meilleures à l'état durci. on a varié le pourcentage du superplastifiant de 0.6% à 0.8 % avec un pas de 0.1%, on a fixé aussi le rapport sable/mortier S/M=0.45, et le rapport E/C= 0.40. Les résultats des essais d'étalement au mini-cône sont présentés dans le tableau II.6.

Tableau II. 6.Résultats d'étalement sur MAP pour différentes % de SP

	Mortiers formulés				
SP %	0.5	0.6	0.7	**0.8**	0.9
Etalement (mm)	200	230	280	**300**	320
Observation	Affaissement	Etalement	Etalement	Etalement	Etalement+ Ségrégation

D'après le tableau ci-dessus on a constaté que plus on augmente le pourcentage du superplastifiant, plus la fluidité augmente, pour un dosage de superplastifiant de 0.60 % par rapport au poids de ciment on a enregistré un étalement de 230 mm, une augmentation du dosage de superplastifiant de 0.10% mène a une augmentation de 70 mm de diamètre, pour un dosage de 0.80% le mortier présente une bonne fluidité (300 mm) .

Nawa et al [109], ont proposé, d'après des expériences réalisées avec des matériaux japonais, que l'obtention simultanée d'une valeur d'étalement comprise entre 250 et 280 mm et un temps d'écoulement compris entre 6 et 10s produisent un BAP réussi. Quand à Chai, qui a travaillé avec des matériaux anglais, a suggéré une valeur d'étalement minimale de 300 mm et un temps d'écoulement compris entre 2 et 10 s [110]. Cet essai préliminaire nous a permis de fixer le dosage du superplastifiant de 0.8%.

une fois le pourcentage du superplastifiant est fixé on a varier le pourcentage des fibres métallique de 0.50% à 2 % avec un pas de 0.5 %, pour étudier l'effet des fibres sur la rhéologie des mortiers fibrés. les différents composants sont illustrées dans le tableau II.7 ci-après.

Tableau II. 7.Compositions des différentes familles de mortiers réalisés pour 1m^3 de béton .

	MAPT	MAPF-0.5%	MAPF-1.0%	MAPF-1.5%	MAPF-2.0%
Fibres (kg)	0	25	50	75	100
Ciment (kg)	766.593				
Sable (kg)	1167.520				
Eau (kg)	317.138				
E/C	0.40				
SP (kg)	6.133				

II.3.1.2. Etat frais

Dans cette étude, deux essais on été effectues pour valider le caractère autoplaçant des mortiers formulés

A. Essais d'étalement au mini-cône

L'essai d'étalement consiste à remplir un moule tronconique placé sur une surface horizontale lisse, une fois le moule soulevé, le diamètre d'étalement du mortier est mesuré suivant deux directions perpendiculaire, la moyenne est retenu.

A.1. Matériel nécessaire

- Plaque métallique plane constituant un carré d'au moins 90 cm de côté ;
- mini Cône disposant d'un empattement à sa partie basse afin qu'il puisse être maintenu contre le plateau avec les pieds par l'opérateur ;
- Mètre ou réglet de 90cm

A.2 . Mode opératoire

- Humidifier la surface de la plaque (éliminer l'eau en excès avec un chiffon) ;
- Placer et centrer le mini cône sur la plaque ;
- Remplir le mini cône en déversant de manière continue, jusqu'à l'arase supérieure du cône;
- Soulever le mini cône verticalement à l'aide des deux poignées ;
- Une fois que le mortier s'est étalé sur la plaque, mesurer le diamètre final sur deux côtés perpendiculaires, Le résultat est exprimé en moyenne des deux valeurs obtenues.
- Détecter visuellement s'il y a des signes de ségrégation de mortier (comme présence d'une épaisseur de laitance en périphérie de la galette et accumulation de gravier au centre d'une galette de mortier). La figure II.3 montre les étapes de l'essai d'étalement mini cône



Figure II. 3. Protocole de l'essai d'étalement

B. Essai d'entonnoir en V (V-funnel)

L'entonnoir est destiné à imposer un écoulement du même type que celui imposé entre deux armatures parallèles. L'entonnoir est rempli de mortier et le temps pour lequel le mortier prend pour couler à travers le dispositif est mesuré. Ce temps mesuré indique la fluidité et caractérise la capacité du mortier à se déformer à travers des zones confinées par son passage par l'ouverture du col du dispositif.

B.1 . Matériel nécessaire

- Entonnoir en V (V-funnel)
- Chronomètre ;
- Un seau.

B.2 . Mode opératoire

- Placer le V-funnel dans un endroit stable et s'assurer que le clapet est bien fermé ;
- Prélever dans un seau un échantillon de mortier ;
- Remplir l'entonnoir avec le mortier ;
- Mettre le seau au-dessous de l'orifice de l'entonnoir et ouvrir le clapet ;
- Remplir l'entonnoir une deuxième fois de béton ;
- Mettre le seau au-dessous de l'orifice de l'entonnoir ;
- Après une attente de 10 secondes, ouvrir le clapet en déclenchant le chronomètre ;
- Arrêter le chronomètre quand la première lumière est apparue à travers l'orifice de l'entonnoir, cette mesure est le temps d'écoulement TV_f.
- Refaire l'essai 3 fois ;

Le résultat est la moyenne des trois valeurs du temps d'écoulement obtenues.

C. Etude rhéologique

Dans le cadre de cette recherche on a utilisé un rhéomètre de la marque Anton Paar, c'est un appareil de type cylindres concentriques, le cylindre inférieure tourne en rotation à la géométrie d'un croisillon de rayon 15 mm et de hauteur 40 mm.



Figure II. 4. Le croisillon et la cuve du rhéomètre utilisé.

Le cylindre extérieur de 74 mm de diamètre et 85 mm en hauteur, est équipé de 24 raies verticales sur la surface génératrice intérieure. Chaque raie est une section droite de forme carrée de 1 mm de coté.



Figure II. 5. Le Rhéomètre Anton Paar utilisé.

Le rhéomètre est contrôlé en vitesse de rotation et le couple est mesuré. Le profil de gradient de cisaillement en fonction du temps est représenté dans la figure V. suivante. Généralement, le comportement des fluides est caractérisé a travers la mesure de la contrainte de cisaillement pendant un cycle d'augmentation et diminution de vitesse de rotation, le profile (figure II.6) de vitesse de rotation a été développé pour mesurer le couple, quand la vitesse atteint 120 tr/min pour arriver à l'échec complet de la structure du mélange. Par la suite, la vitesse de rotation est maintenu de 120 tr/min pour 1 min, en suite réduire à 2 tr/min. Apres 10 s pour cette vitesse, le profil croissant semblable atteint la vitesse du sommet dans 2.5 min , le couple maximum Tm , le moment de rotation liquide (g) et la viscosité relative (h) avec fibre métalliques ou non doit être étudié.

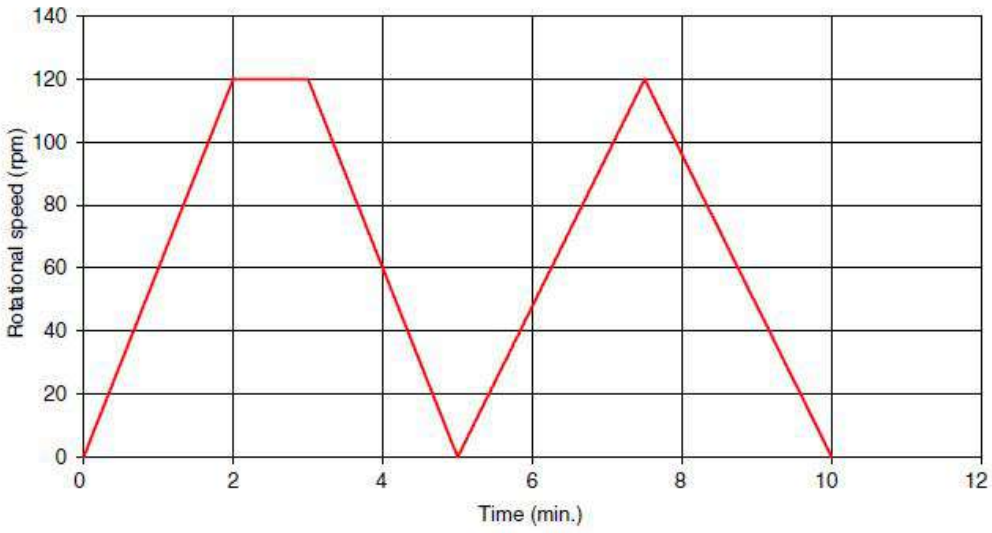


Figure II. 6. Profil de vitesse de rotation en fonction du temps (s).

II.3.1.3. Procédure de malaxage

Rossi et Harrouche [94] ont proposé une méthode de conception de mélange des béton fibrés qui a été basée sur la méthode de Baron- Lesage . Alors que les critères de formulation du béton autoplaçant sont basée sur JSCE (Société japonaise des ingénieurs civils) ont été assurées . La teneur en sable dans le mortier a été maintenue constante à 45 % vol. par rapport au mortier, et 0,90% de superplastifiant par rapport au poids de ciment .

Une procédure de malaxage des mélangeur a été utilisé dans toutes les expériences . la figure .II.7 résume la procédure de mélange

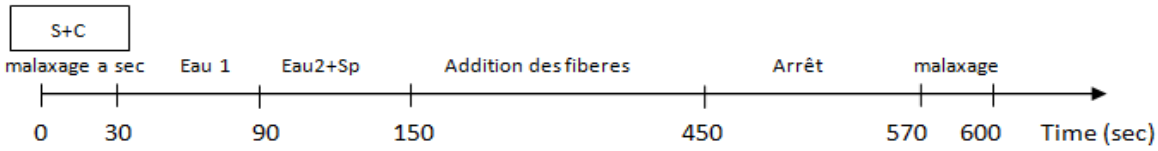


Figure II. 7. Procédure de malaxage.

II.3.1.4. Etat durci

A. Résistance à la traction par flexion

Selon la norme [EN 12390-5] c'est l'essai le plus couramment utilisé. Il consiste à rompre en flexion (par trois points), une éprouvette prismatique de côté a et de longueur L. Dans notre cas, cet essai est effectué sur des éprouvettes prismatiques de dimensions (4×4×16) cm selon la norme EN 12390-1 , à 7 et 14 et 28 jours. Le calcul de la

contrainte de traction maximale atteinte au fond de la section transversale du milieu de l'échantillon testé. Le module de rupture (MOR) a été obtenu comme suit:

$$\mathbf{Mor} = \frac{\mathbf{3}}{\mathbf{2}} \mathbf{x} \frac{\mathbf{L.d}}{\mathbf{e^3}} \qquad \text{eq.II. 1}$$

Où L est la charge maximale appliquée (N), d est la distance entre les supports (120 mm), et «e» est la dimension de la section carrée (40 mm).



Figure II. 8. Machine INSTRON pour la mesure de la résistance à la traction par flexion numérique.

B.Résistance à la compression

La résistance à la compression a été mesurée selon la norme [EN 12390-3] par compression axiale pour demi prisme d'éprouvettes prismatiques de dimensions (4×4×16) cm^3, à 7 et 14 et 28 jours.

II.3.2. Béton Ordinaire

Le béton ordinaire a été formulé à travers la méthode DREUX-GORISE élaboré par laboratoire agréé (SETAM) Nous avons pris en considération dans l'élaboration du béton ordinaire les mauvaises conditions sur nos chantiers à savoir l'impureté des granulats, la teneur en eau variable...etc. Dans la caractérisation du béton ordinaire à l'état frais nous avons fixé un affaissement indiqué par sa formulation de béton entre 110-130 mm pour obtenir un béton maniable. La formulation du béton, ainsi que ses caractéristiques à l'état frais sont respectivement représentées dans les Tableaux II.8 et II.9.

Tableau II. 8. Composition de béton pour 1m3

Composants (kg/m^3)	Sable fins	Sable Gros	Graviers 8/15	Graviers 15/25	Ciment	Eau	E/C
Quantité (kg)	285,06	406,43	200,8	859,25	350	175	0,5

Tableau II. 9.Caractéristiques de béton ordinaire à l'état frais

Mélange	M_1	M_2	M_3	M_4	M_5	M_6	M_7
Affaissement (cm)	12	11,5	13	11,9	12	12,5	11

L'ouvrabilité a été mesurée selon la norme NF EN 12350-2, NA 431 en utilisant le cône d'Abrams **.**

II.3.3. Béton Autoplaçant

Les propriétés principales des BAP se résument à une grande fluidité et une grande résistance à la ségrégation. Ces propriétés sont à priori contradictoires pour un béton ordinaire; l'obtention de l'une faisant souvent au détriment de l'autre. Pour réaliser un BAP, il faut obtenir une suspension fluide suffisamment dense de manière à éviter le tassement des plus gros constituants. à une résistance équivalente, les BAP ne se différencient des bétons ordinaires que par une quantité supérieure de pâte, regroupant le ciment et les particules fines, par l'introduction d'un superplastifiant et par l'utilisation d'un faible volume de gravillon.

Leur formulation requiert une étude précise notamment dans le choix des constituants, l'optimisation de la teneur en ajout chimique et de la quantité d'eau. Les caractéristiques des BAP doivent permettre d'assurer :

- La mobilité des matériaux en milieux confinés et non confinés.
- La stabilité, c'est à dire la résistance à la ségrégation et au ressuage.

Les BAP ont une grande capacité de remplissage en zone confinée car leur fluidité et leur résistance à la ségrégation sont telles que le phénomène de blocage des granulats au droit d'un obstacle est évité. Ce dernier dépend des propriétés et de la proportion de la pâte qui est directement liées aux caractéristiques du liant et à la quantité d'eau libre, c'est-à-dire à la quantité d'eau non retenue par les différents constituants. Si le béton contient une forte quantité d'eau libre, une partie des gravillons se sépare facilement du mélange et les forces de

collisions et de friction augmentent jusqu'à la formation de voûtes ce qui accentue la ségrégation des constituants. Compte tenu des résultats trouvés sur le mortier autoplaçant équivalent, le rapport Sable/Mortier à 0.45 et le rapport E/C à 0.40, ainsi que le pourcentage de superplastifiant à 1% sont retenus pour la composition du BAP. En variant le pourcentage, et le type des fibres métalliques, on étudie leurs effets sur le comportement rhéologique et mécaniques des BAPF. Le tableau II.10 présente les différentes compositions des bétons Autoplaçant fibrés confectionnés.

Tableau II. 10. Compositions des différents BAPFM étudiés dans 1 m3 du béton.

Type de béton	(%) des fibres	Ciment (kg)	Sable 0/3 (kg)	Sable roulé (kg)	Gravier 3/8 (kg)	Gravier 8/15 (kg)	Eau (kg)	SP (kg)	E/C	Les fibres (kg)
BAPT	0,0%	513,60	476,07	321,20	639,80	206,73	205,45	5,14	0,40	0
$BAPF_1$	0,3%									22,98
	0,5%									38.3
$BAPF_2$	0,3%									23,16
	0,5%									38.6
$BAPF_3$	0,3%									23,16
	0,5%									38,6

Nous allons exposer la méthodologie des expériences menées sur les différents échantillons confectionnés. Ces techniques expérimentales seront menées conformément aux normes en vigueur.

II.3.3.1. Séquence de malaxage du béton

La séquence de malaxage et la composition du béton ont un rôle important pour avoir une hydratation correcte, ce qui conduit à un béton performant et durable. Les mélanges ont été confectionnés dans un malaxeur à béton d'une capacité de 40 litres.

➢ Calculer la quantité d'eau effective que l'on va mettre dans la bétonnière. Ce calcul permet de prendre en compte l'eau contenue dans les gros granulats et le sable tout en connaissant le coefficient d'absorption de chacun

- Calculer les proportions du ciment, sable, gravier 3/8, gravier 8/15 et superplastifiant
- Malaxer le sable, ciment et gravier (3/8 et 8/15) pendant 30 secondes pour homogénéiser le mélange
- Ajouter pendant 1 minute la première quantité d'eau (Eau1 = 70% Eau) ;
- Ajouter pendant 1 minute le superplastifiant dilué dans le restant de l'eau de gâchage (Eau2 = 30% Eau)
- Malaxer pendant 5 minutes et introduire les fibres plastiques qui sont mouillées précédemment, progressivement en pluie au mélange
- Arrêter le malaxeur et laisser le mélange au repos pendant 2 minutes ;
- Malaxer pendant 30 secondes

II.3.3.2. Etat frais

A. Essais d'étalement et T_{50} (EN 12350-8)

Cet essai consiste à déterminer l'habilité du béton à se déformer sous son propre poids en faisant face aux forces de friction. C'est l'essai type pour évaluer la déformabilité du béton autoplaçant**.**

Classe d'étalement et t_{500}

L'étalement et la viscosité apparente t_{50} peuvent être classé selon la norme européenne (EN 12350-8) suivant plusieurs classes résumé dans les tableaux suivants:

B. Essai d'entonnoir en V (V-Funnel) EN 12350-9

Cet essai permet d'estimer le temps de vidange de béton sous son propre poids. Le temps mesuré indique la fluidité et la capacité de béton a passé dans des orifices qui sont petites (capacité de passage / blocage)

Classe de viscosité apparente : entonnoir en V

La viscosité apparente V-funnel peut être classé selon la norme européenne EN 12350-9 suivant plusieurs classes résumé dans le tableau suivant:

C.Essai de stabilité au tamis EN 12350-11

- Il permet de tester la ségrégation du mélange frais. Juste après le malaxage, l'entonnoir est rempli par un échantillon de 10 litres de béton, et puis on couvrit le seau pour protéger le béton de la dessiccation et on le laisse pour un temps de 15 mn. Dans cet essai, avant de peser

le tamis + fond sur la bascule et faire la tare il faut qu'on pèse le fond seul, et le tamis à vide afin de peser. Le fond avec la laitance à partir de la formule suivante :

$$P_{laitance} = P_{fond+laitance} - P_{fond} \qquad \text{eq.II. 2}$$

Et Le pourcentage en poids de laitance par rapport au poids de l'échantillon selon l'équation sous dessous:

$$P = \frac{\text{Masse laitance}}{\text{Masse de l'échantillon}} 100 \qquad \text{eq.II. 3}$$

C.2. Classes de résistance à la ségrégation-Essai de stabilité au tamis

La résistance à la ségrégation peut être classé selon la norme européenne EN 12350-9 suivant plusieurs classes résumé dans le tableau suivant:

D.Essai de La Boîte En L (L-Box) EN 12350-10

Cet essai est réalisé en utilisant une boite ayant une forme en L. Elle permet de tester la mobilité du béton en milieu confiné et de vérifier que sa mise en place ne sera pas contrariée par des phénomènes de blocage inacceptables. La partie verticale de la boite est entièrement remplie de béton (le volume nécessaire est d'environ 13 litres). Après arasement, on laisse le béton reposer pendant une minute. Puis on lève la trappe et on laisse le béton s'écouler dans la partie horizontale de la boite à travers le ferraillage. La distance libre entre les barres est de 39 mm. Quand le béton ne s'écoule plus, on mesure les hauteurs H_1 et H_2 et on exprime le résultat en terme de taux de remplissage H_2/H_1. Lorsque le béton s'écoule mal à travers le ferraillage et qu'il se produit un amoncellent de granulats en aval de la grille. C'est le signe d'un problème de blocage ou de ségrégation. Il est également possible d'exprimer le résultat de l'essai par la seule valeur de H_1. Cette mesure est plus précise que le rapport H_2/H_1 mais son utilisation est moins répandue.

D.1 Classes d'aptitude à l'écoulement-Boîte en L

L'aptitude à l'écoulement dans Boîte en L peut être classé selon la norme européenne EN 12350-10 suivant plusieurs classes résumé dans le tableau suivant:

II.3.3.3. Etat durci

A.Résistance à la compression :

L'essai de compression est mené sur des éprouvettes de forme cubique normalisées de 10 cm d'arrête NF EN 12390-3**.** La vitesse de chargement est constante. La machine d'essai est une presse de force de classe « B » et d'une capacité maximale de 2000 KN conforme à la norme NF P 18-412**,** Les éprouvettes sont conservées sans être déplacée pendant 24 heures. Après démoulage, les éprouvettes sont conservées jusqu'à réalisation des essais dans le même milieu ambiant. L'essai a pour but de connaître la résistance à la compression.

L'éprouvette étudiée est soumise à une charge croissante jusqu'à la rupture. La conduite de l'essai est la suivante : L'éprouvette, une fois rectifiée doit être centrée sur la presse d'essai avec une erreur inférieure à 1% de son diamètre. La mise en charge doit être effectuée à raison de 0.5 MPa avec une tolérance de {0.2 MPa. Pour des éprouvettes de 10x10x10 cm, cela signifie une montée en charge de 10 kN /s} 4 kN/s. La charge de rupture est la charge maximale enregistrée au cours de l'essai. La résistance à la compression est le rapport entre la charge de rupture et la section transversale de l'éprouvette.

B. Résistance à la traction par flexion :

B.1. Trois points NF P 18-407

Cet essai est homologué de norme NF P 18-407 , NA 428 [110], ASTM C293 , et permet de déterminer la résistance à la traction par flexion du béton étudié. C'est l'essai le plus couramment utilisé. Il consiste à rompre en flexion des éprouvettes prismatique normalisées de côté **a** et de longueur L=4a (7 x 7 x 28) à chaque âge d'essai 7, 28 et 90 jours. Les mesures sont faites sur une presse quirépond aux normes NF P 18-411 munie d'un banc de flexion 3 points .

B.2 . Quatre points (NF P 18-407)

Des éprouvettes prismatiques normalisées, de dimensions 150 x150150 mm ont été utilisés pour la détermination de la résistance à la traction. Les mesures sont faites sur une presse qui répond aux normes NF P 18-411munie d'un banc de flexion à 4 points. Cet essai est homologué de norme NF P 18-407, (NA 428), ASTM C293, et permet de déterminer la résistance à la traction par flexion du béton étudié. C'est l'essai le plus couramment utilisé. Il

consiste à rompre en flexion une éprouvette prismatique de côté a et de longueur 4a. Pour une charge totale P, le moment de flexion constant entre les deux points d'application de la charge est : M = PL/6 et la contrainte de traction correspondante sur la fibre inférieure est f_{tj} = 0.6 M.Y /I

C. Retrait et gonflement (NF P 15-404)

En l'absence de toute charge, le béton se déforme instantanément. Ces déformations sont dues essentiellement à une perte d'eau de gâchage par évaporation, qui se traduit par un rétrécissement des éléments en béton. Le retrait dépend non seulement des conditions de conservation (humidité, température) mais dépend aussi des constituants du béton. Les mesures du retrait ont été effectuées sur des éprouvettes prismatiques (7x7x28cm) conformément à la norme NF P 15-404 . Ces éprouvettes au nombre de trois par composition, sont après démoulage à 24 heure placées dans un réctractomètre (Figure. IV.16) munis d'un comparateur qui permet la mesurer du retrait à tout moment à court terme et moyenne terme (de 1j jusqu'à 28 jours). La conservation des éprouvettes est faite à l'air libre dans le laboratoire à une température de 25 à 30°C, et le gonflement la conservation des éprouvettes est fait à un bac d'eau de température de 25à 30°C.

C.1. Mesure des variations de longueur

La mesure a lieu, l'axe longitudinal de l'éprouvette étant vertical. Si, d'une mesure à l'autre, la variation de longueur d'une des 3 éprouvettes dépasse de plus de 0.03mm celle de l'éprouvette ayant la variation la plus voisine, il y a lieu d'en rechercher la cause (poussière, mauvais contact de scellement des plots, etc.), et si elle ne peut être éliminée, l'éprouvette doit être rebutée. Avant chaque série de mesures, l'appareil est étalonné avec une tige de métal de 280 mm de longueur et dont les extrémités reproduisent la forme des plots de l'éprouvette (la tige est réalisée en métal Invar ou protégée contre les variations de température qu'elle est appelée à subir au cours des manipulations.

D. Absorption d'eau par capillarité (NE 13057)

Dans cet essai, on prend un morceau d'éprouvette de béton déjà séché et on le pèse (m_0), après l'on introduit dans un bac remplis de 1 cm d'eau, pendant chaque intervalle de temps

(15 min, 30 min ,1 h, 2 h ,4h ,24h, on remesure les morceaux (mi), la différence des poids sera absorbé (m_i- m_0) (NE 13057) .

E. Le module d'élasticité (ISO 6784)

Avant de réaliser l'essai, il est recommandé de déterminer la force de compression maximale f_{cm} (Force avant rupture) sur une éprouvette de la même série que celle utilisée pour la détermination du module.

- Mettre en marche la presse et amener le plateau supérieur de la presse en contact avec l'éprouvette habillée par l'étrier
- Fixer le taux de charge de la presse à 240 kPa ± 30 kPa/s. Durant Fessai, la presse doit fonctionner en continu avec un taux de charge constant
- Mettre en marche le comparateur et l'initialiser : la valeur affichée par le comparateur doit être nulle
- Charger l'éprouvette une 1èrefois sans noter les résultats jusqu'à obtenir un déplacement du comparateur e = 0.01 mm. Si le comportement du comparateur et les valeurs affichées de déplacement semblent anormales, revoir la position et la fixation du comparateur. Décharger l'éprouvette

II.3.4. Procédure de renforcement

II.3.4.1. Préparation Des Surfaces

Les corps d'épreuve sont des éprouvettes prismatiques en béton ordinaire, de 50cm de longueur et de section (10x10) cm, et des éprouvettes cubique (10x10x 10) cm. La surface supérieure des supports a été préparée de façon à recevoir les réparations, afin de reproduire les conditions de chantier et dans le but d'augmenter la résistance du béton et de minimiser la fissuration résiduelle sur la surface des supports qui ont été préparés manuellement avec un marteau.

II.3.4.2. Techniques de renforcement :

Les éprouvettes préparées en BO , sont posé sur des calles en béton dosé de 450kg/m de dimension (40x40x25 mm), et centrées de tel manière à assurer un enrobage de 25mm de tous les côtés, le schéma représente le principe de la pose, (figure II .9).

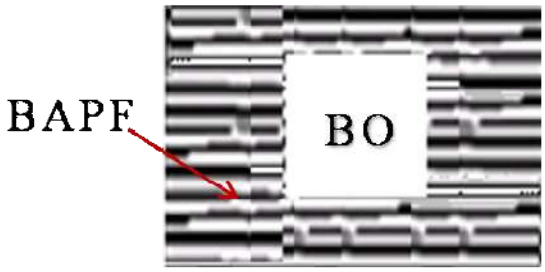


Figure II. 9. Schématisation de technique de réparation

Une fois le béton de réparation est malaxé (BAPF) ; il est versé au niveau de l'une des extrémités des poutres (150x150x750 mm), et laissé s'écouler sous poids propre, et sans vibration. (Figure II .10)



Figure II. 10. protocole de Techniques de réparation

II.3.4.3. Conservation des éprouvettes

Pour la conservation des éprouvettes ont adopté deux modes :

A.Conservation sous l'eau (EN 12390-2)

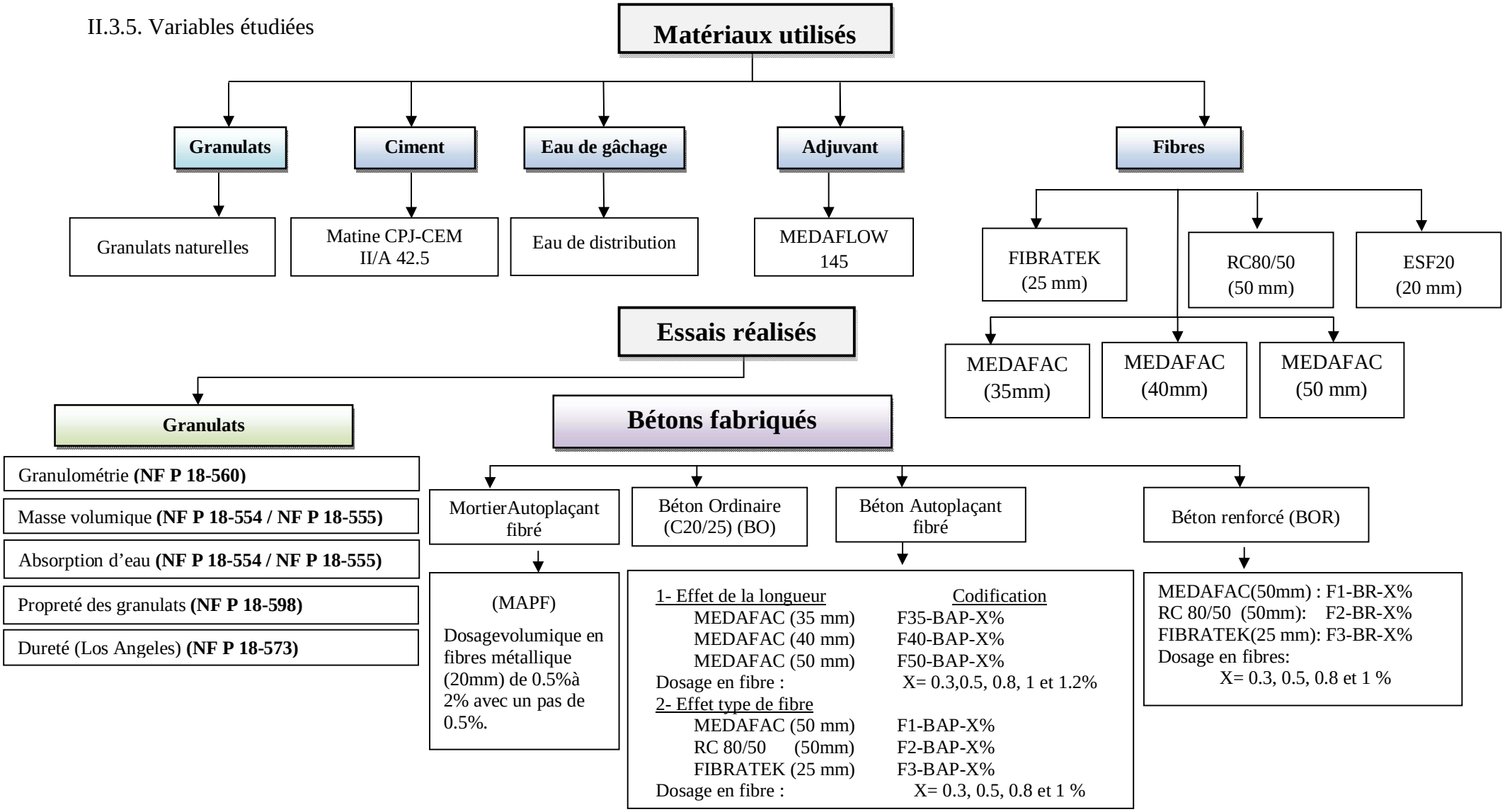
Pour les éprouvettes de béton autoplaçant, on place dans un bac rempli d'eau à une température d'environ 20°C jusqu'à l'échéance de l'essai, pour maintenir l'humidité satisfaisante et la température favorable durant la période d'hydratation du ciment pour éviter l'évaporation rapide de l'eau de gâchage, afin d'assurer un bon mûrissement du béton.

B.Conservation à l'air libre

Pour les éprouvettes de béton ordinaire ou renforcé, elles sont conservées à l'aire libre pour simuler les mêmes conditions de chantier.

Dans notre recherche, nous avons utilisé les matériaux locaux, disponibles sur le marché algérien (le ciment, les granulats, les superplastifiant). Les essais menés au cours de cette étude ont été effectués sur des bétons autoplaçants, pour déterminer leurs caractéristiques rhéologiques (essais d'étalement T_{50} au cône, d'écoulement à l'entonnoir (V-Funnel), de stabilité au tamis, L-Box). Ensuite, des essais relatifs au domaine mécanique ont été réalisés et qui ont servi pour déterminer les propriétés mécaniques (compression, traction, absorption d'eau, retrait, gonflement), pour connaitre l'effet des fibres métalliques sur le béton autoplaçant et les bétons renforcés que ce soit à l'état frais ou durci.

II.3.5. Variables étudiées



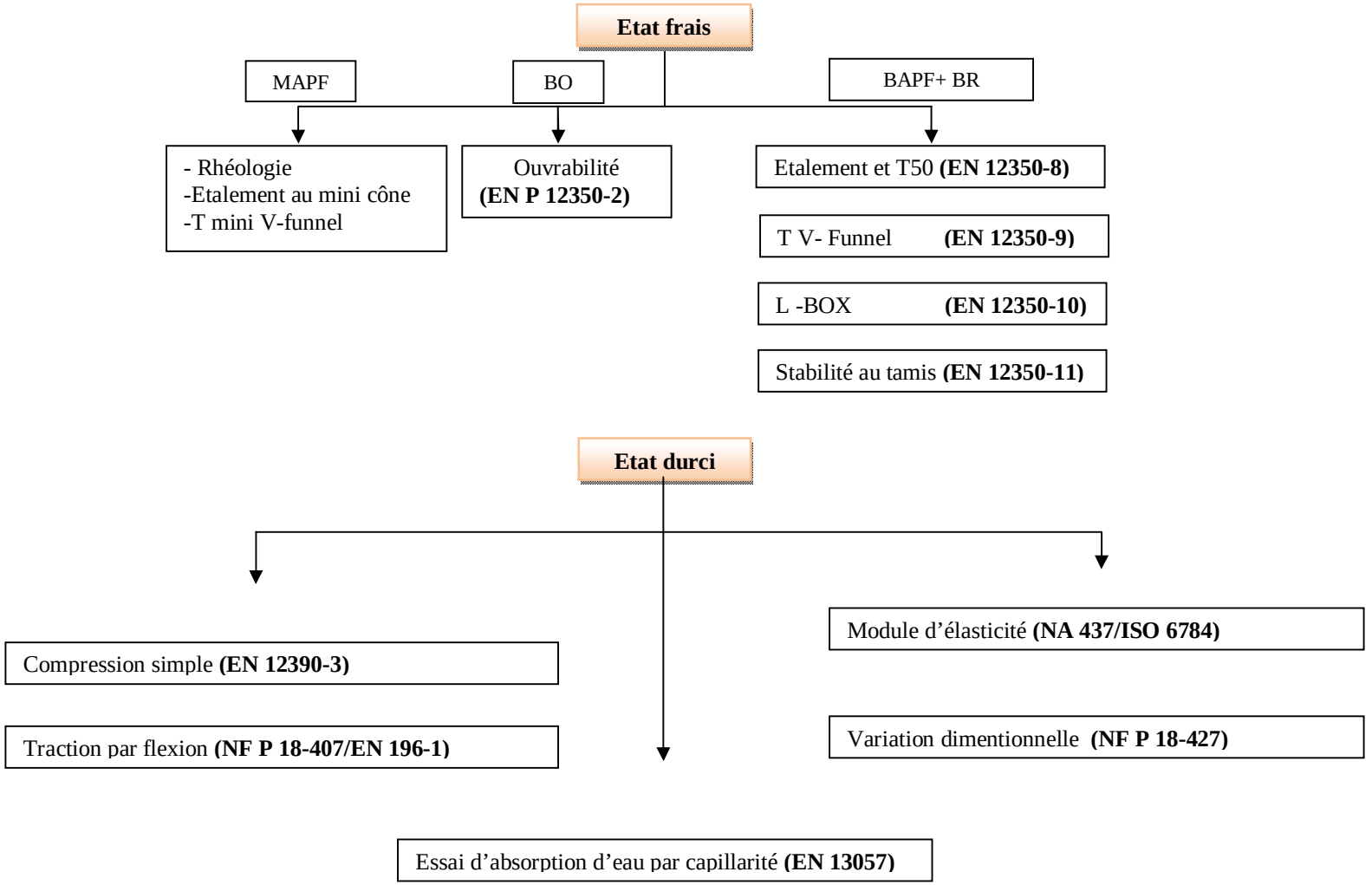


Figure II 11. Variables étudiées.

CHAPITRE III

Présentation et discussion des résultats

Chapitre III : Présentation et discussions des résultats

III.1. Effet des fibres sur les mortiers autoplaçants fibrés

III.1.1. Rhéologie des mortiers autoplaçants fibrés

Le rhéomètre est contrôlé en vitesse de rotation et le couple est mesuré. Le profil de gradient de cisaillement en fonction du temps est représenté dans la figure III.1. Généralement, le comportement des fluides est caractérisé a travers la mesure de la contrainte de cisaillement pendant un cycle d'augmentation et diminution de vitesse de rotation, le profil de vitesse de rotation a été développé pour mesurer le couple, quand la vitesse atteint 120 tr/min pour arriver à l'échec complet de la structure du mélange. Par la suite, la vitesse de rotation est maintenu de 120 tr/min pour 1 min, en suite réduire à 2 tr/min .Apres 10 s pour cette vitesse, le profil croissant semblable atteint la vitesse du sommet dans 2.5 min , le couple maximum Tm , le moment de rotation liquide (g) et la viscosité relative (h) avec fibre métalliques ou non doit être étudié.

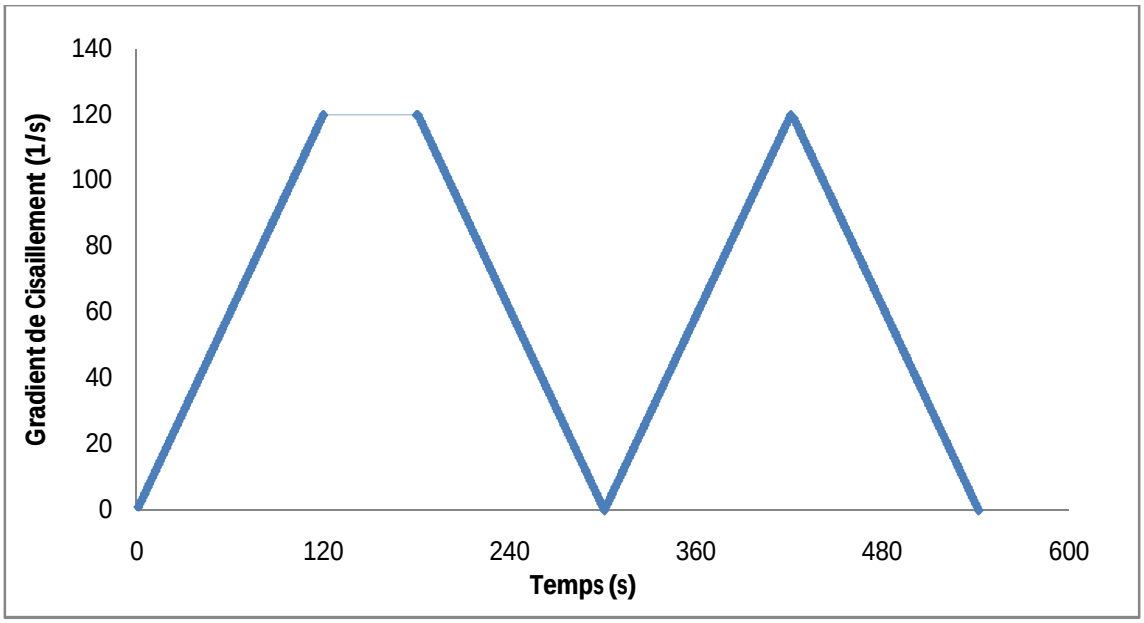


Figure III. 1. Profil de vitesse de rotation en fonction du temps (s).

III.1.1.1. Modèle rhéologique des MAPF

la figure III.2 représente la relation du couple de rotation en fonction gradient du cisaillement pour un mortier standard caractérisé par un rapport E/C = 0.40 et S/M =0.45 à base de fibres métalliques de 20 mm de longueur pour des dosage volumique en fibres de 0.50 à 2.00 % .

De la figure III.7, on constate un écoulement de type **Herschel Berkley** des MAPF conforme aux résultats d'autre chercheurs qui ont révélé la même chose pour ce type de mortier[111].

Le couple de vitesse de rotation est stable pour les dosages en fibres de 0.5à 1.5%, au delà pour la valeur de 2% , on constate une perturbation visible qui semble être à la base d'un risque de ségrégation du mortier. Sur la base, afin d'éviter la ségrégation, il est recommandé de ne pas dépasser les 1.5% en volume de fibres.

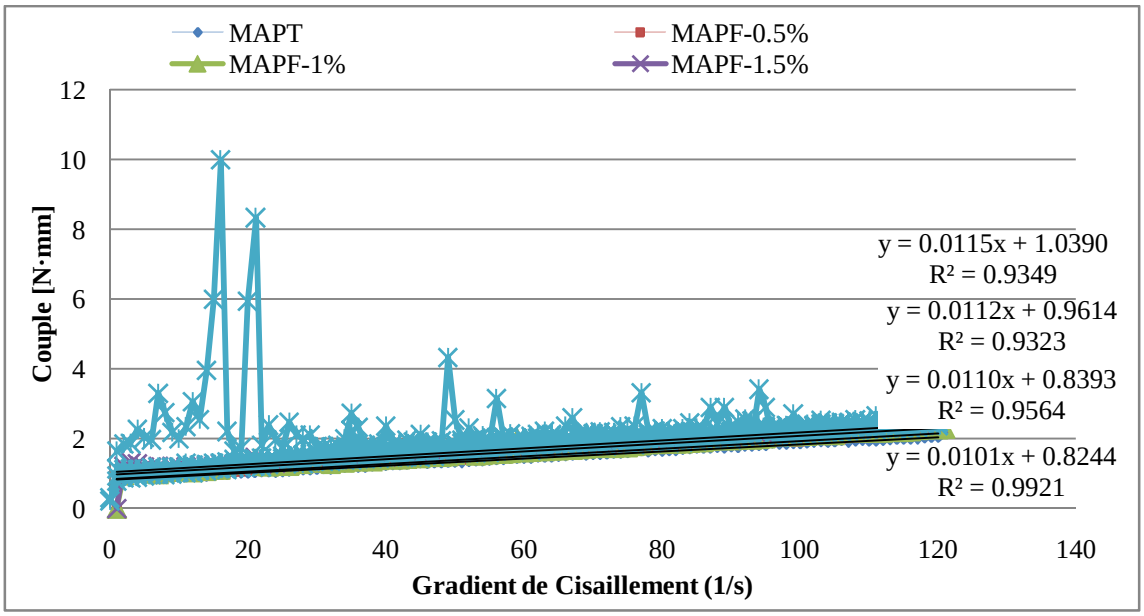


Figure III. 2. Effet des fibres sur le couple.

III.1.1.2. Effet des fibres sur le moment de rotation et la viscosité

La figure III.3 représente l'effet de l'augmentation du volume des fibres métalliques sur le moment de rotation (g) , et la figure III.4 représente l'effet des fibres sur la viscosité (h) pour les mêmes mortiers. Il est clairement observé que les deux paramètres g et h augmente avec l'augmentation du pourcentage des fibres [111, 112].

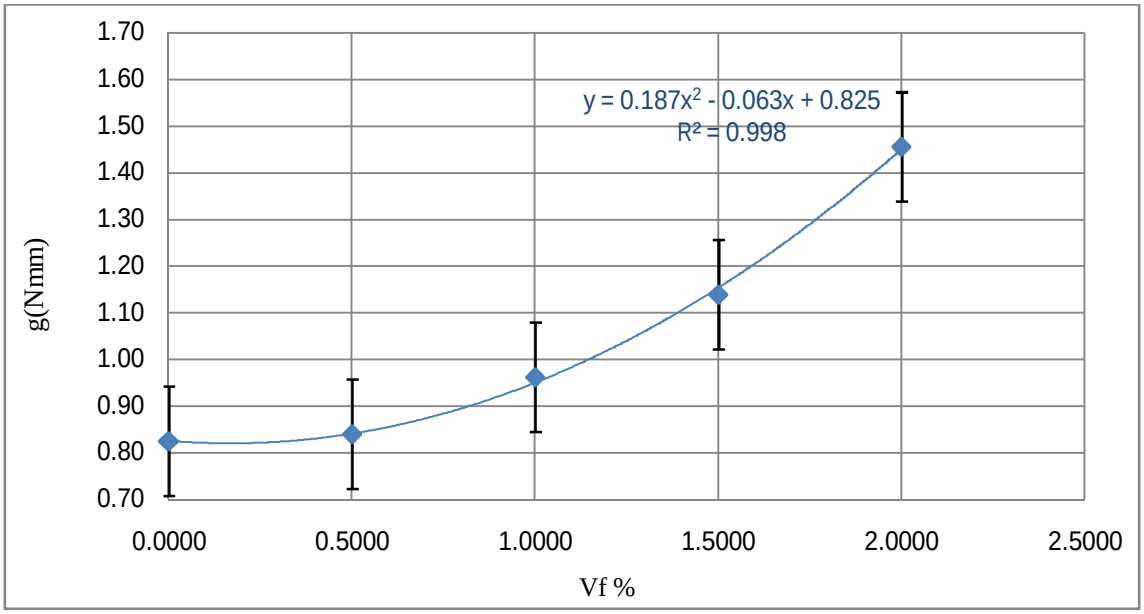


Figure III. 3. L'effet des fibres sur le moment de rotation (g).

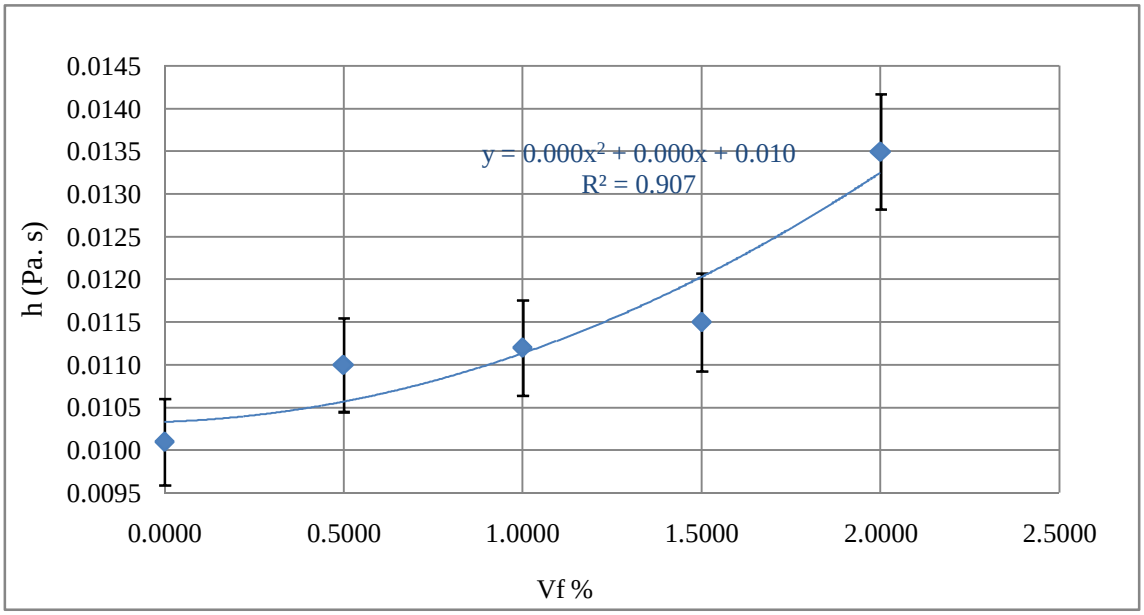


Figure III. 4. L'effet des fibres sur la viscosité relative (h)

III.1.1.3. Relation entre l'étalement et le moment de rotation

Pour l'étalement, on constate qu'il est inversement proportionnel au moment de rotation (g) et le dosage en fibres, la méthode ANOVA [112] préconise une variation numérique non-linéaire de courbure qui a été ajustée d'une manière satisfaisante par un modèle du second degré. Ces résultats confirment que ces fibres métalliques étaient les principaux facteur influent l'étalement, il est aussi observé pour la caractérisation rhéologique [113,114].

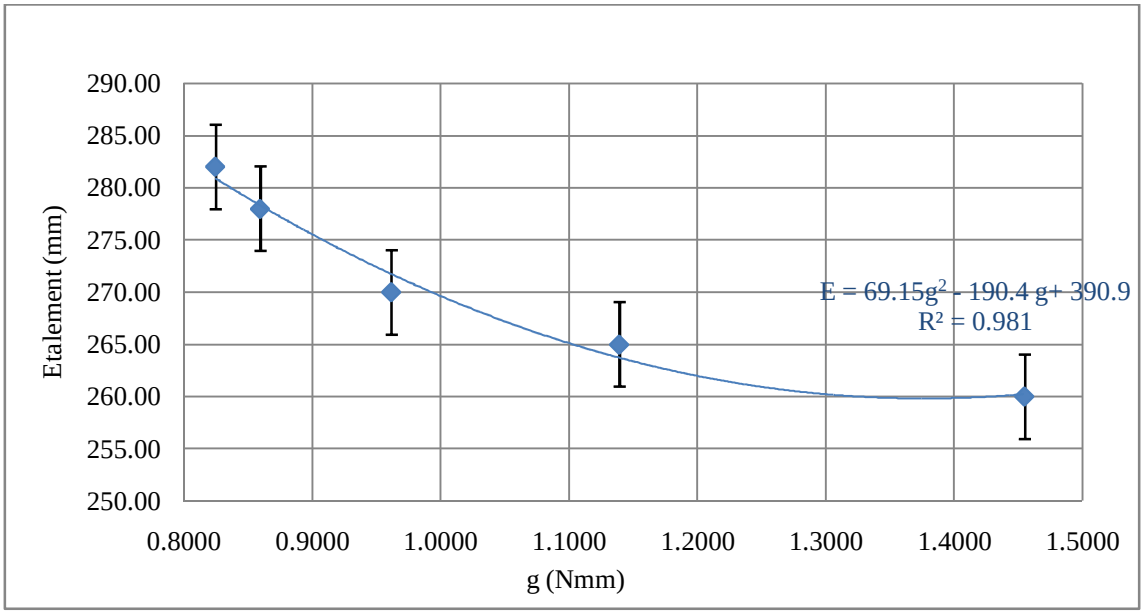


Figure III. 5. Relation étalement-moment de rotation du MAPF.

III.1.1.4. Relation entre le Tv-funnel et le moment de rotation

Contrairement au temps de passage à travers le mini V-funnel, on constate qu'il est proportionnel au moment de rotation (g) et la viscosité (h), le modèle enregistré et aussi un modèle polynomiale du second degré, ces résultats confirme l'effet des fibres sur la viscosité, plus on augmente le dosage en fibre, plus la viscosité augmente

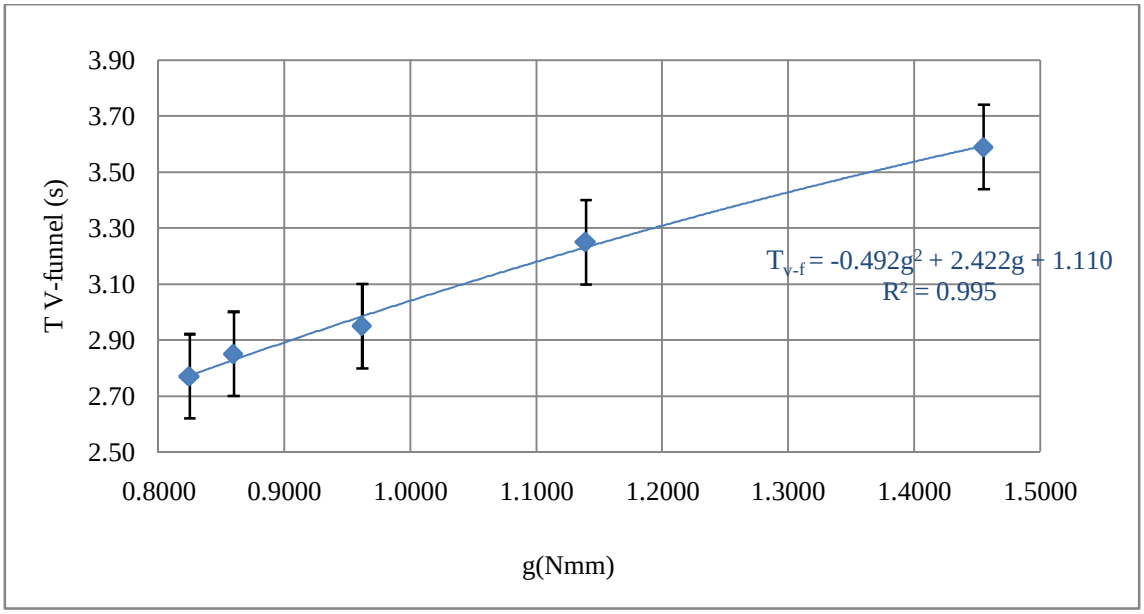


Figure III. 6. Relation $T_{Vfunnel}$ -moment de rotation du MAPF.

III.1.1.5. Effet des fibres sur la contrainte de cisaillement

Les figures Figure III.7 représente l'effet des fibres métalliques sur le contrainte de cisaillement, le premier constat observé . La contrainte du cisaillement est stable pour les dosages en fibres de 0.5 à 1.5%, au delà pour la valeur de 2% , on constate une perturbation visible qui semble être à la base d'un risque de ségrégation du mortier. A cet effet, afin d'éviter la ségrégation, il est recommandé de ne pas dépasser les 1.5% en volume de fibres. ces résultats confirment celle de la variation du couple en fonction du gradient de cisaillement [115].

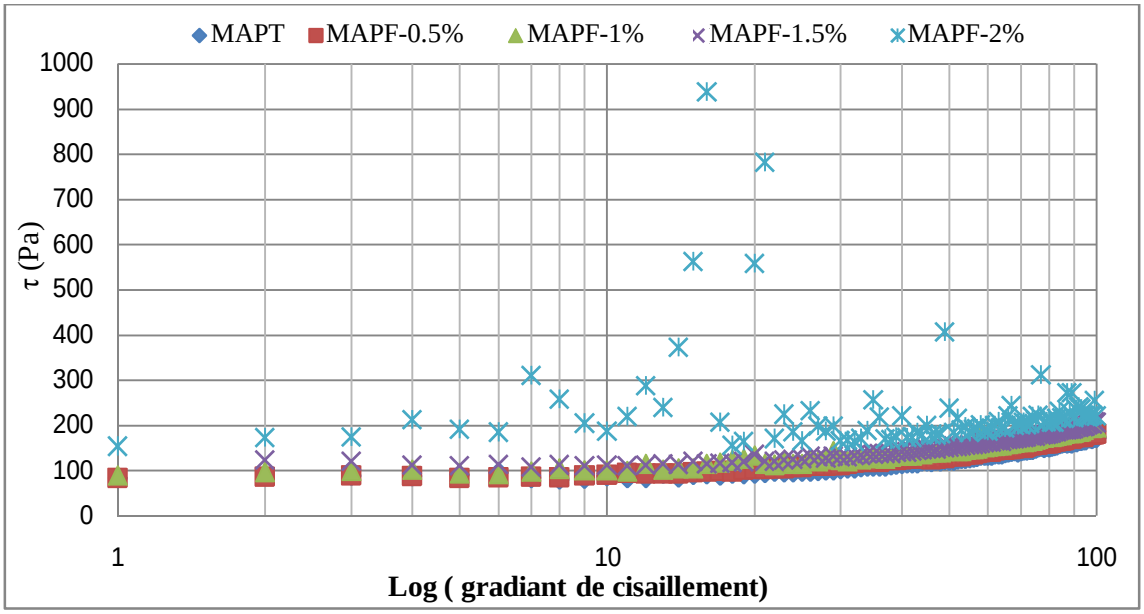


Figure III. 7. Effet des fibres sur la contrainte de cisaillement.

III.1.1.6. Effet des fibres sur le seuil de cisaillement du BAP

La figure III.8 représente l'évolution du seuil de cisaillement en fonction du dosage volumique en fibre. On constate qu'il sont proportionnel, et il varie dans le même sens de la variation du moment de rotation (g)

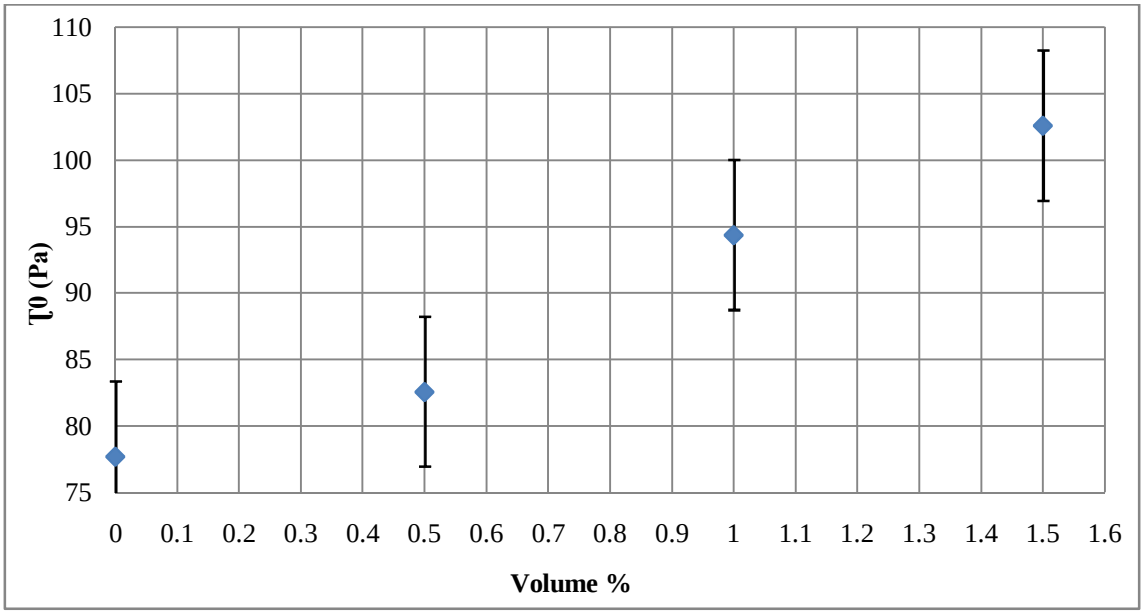


Figure III. 8. Effet des fibres sur le seuil de cisaillement.

la figure III.9 représente le seuil de cisaillement en fonction du moment de rotation (g). on constate que les deux paramètres sont proportionnels avec un coefficient de corrélation linéaire égale à 94% pour les dosage en fibres inferieur ou égale à 1.5 %, et on enregistre un point éloigné par rapport aux autres correspondant au mélange à base de 2% en fibre. Cette perturbation peut encore justifier la présence de la ségrégation [115].

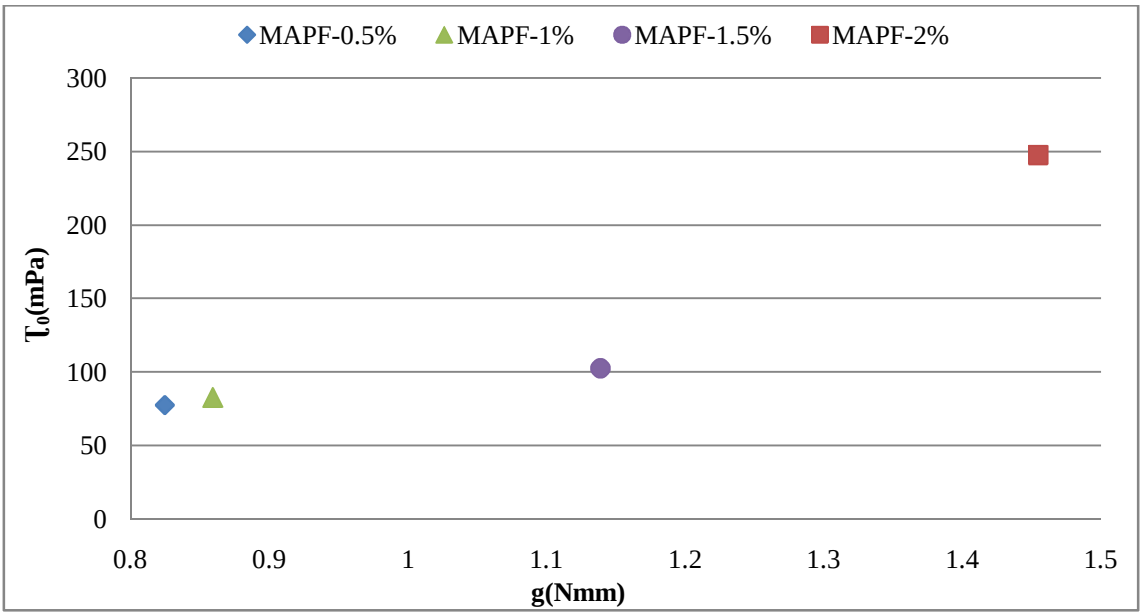


Figure III. 9. Relation seuil de cisaillement-moment de rotation du MAPF.

A travers ces résultats on peut conclure que pour les mortier autoplaçant fibrés, il existe un dosage critique au delà de ce dosage le mélange devient hétérogène et présente des risques de ségrégations.

III.1.2. Propriétés mécaniques des mortiers autoplaçants fibrés

III.1.2.1. Résistance à la compression

Les résultats obtenus pour les mortiers autoplaçants fibrés à partir du test de résistance à la compression à 7, 14, et 28 jours, et avec différentes fractions volumiques de fibres sont donnés aux Figure III.10. On a constaté que la résistance à la compression a augmenté de 34.33 % pour une addition volumique des fibres de 1.5%. On a remarqué aussi qu'après ce pourcentage, la résistance a été diminuées, le cas des mélanges, contenant une fraction de 2%. Cette diminution peut être dû à l'abaissement de l'ouvrabilité se qui à provoqué une réduction de la compacité dû au risque de ségrégation signalé.[116-120].

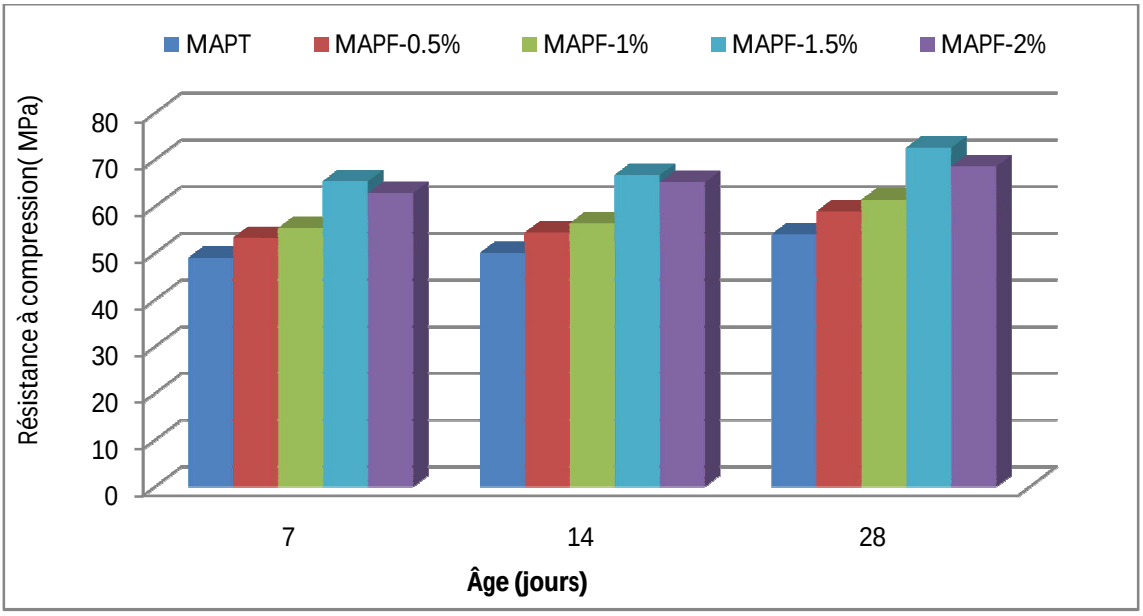


Figure III. 10. Evolution de la Résistance à la compression

III.1.2.2. Résistance à la traction par flexion

la figure III.11 représente la variation de la résistance à la traction par flexion en fonction de la teneur en fibre.

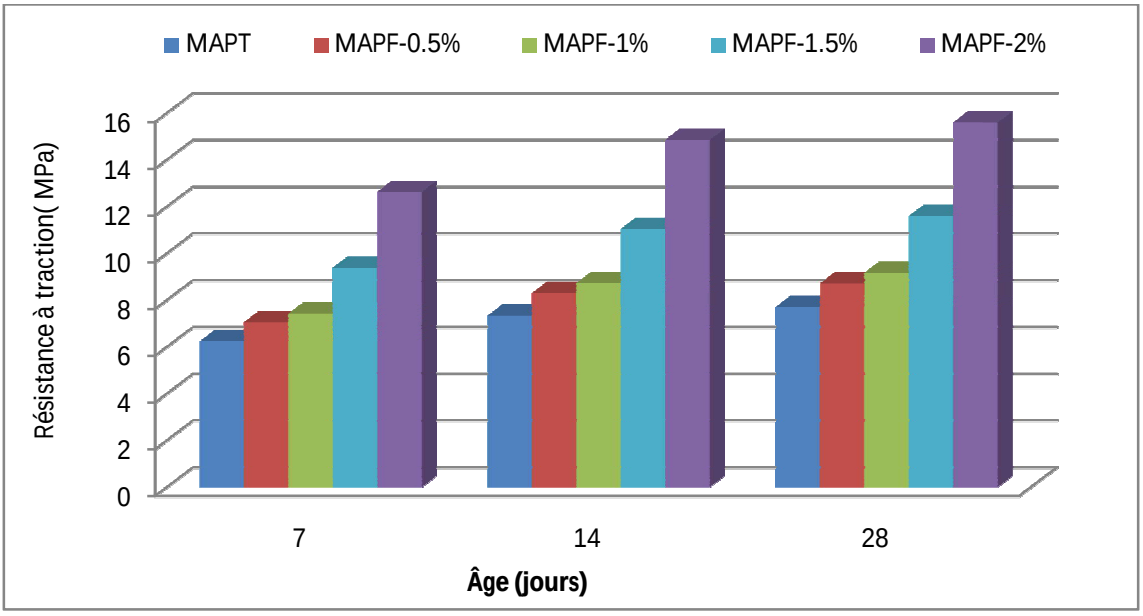


Figure III. 11. Evolution de la Résistance à la traction par flexion.

Les résultats ont aussi révélé que pour une augmentation de la teneur en fibres, on obtient une amélioration de la résistance à la traction par flexion, si on compare ces bétons,. Une augmentation de la quantité de fibres conduit à une amélioration de la rigidité, et du comportement en flexion des bétons autoplaçants renforcés de fibres [116, 117, 119-121]. Kawamata et al [62] ont montré que l'augmentation du volume des fibres métalliques améliore le comportement à la flexion des bétons. Dans cette étude, la résistance a été amélioré de 102 % pour un dosage en fibre de 2%.

III.1.2.3. Relation Charge-Déformation en flexion

La figure III.12 présente la flexion des éprouvettes (4x4x16) mm3 en mortier Autoplaçant renforcé de fibres métalliques avec des fraction volumique de 0.5 à 2% avec un pas de 0.5%, Chaque courbe est la représentation de la charge en fonction de la déformation à mi travée représentée par un déplacement (mm).

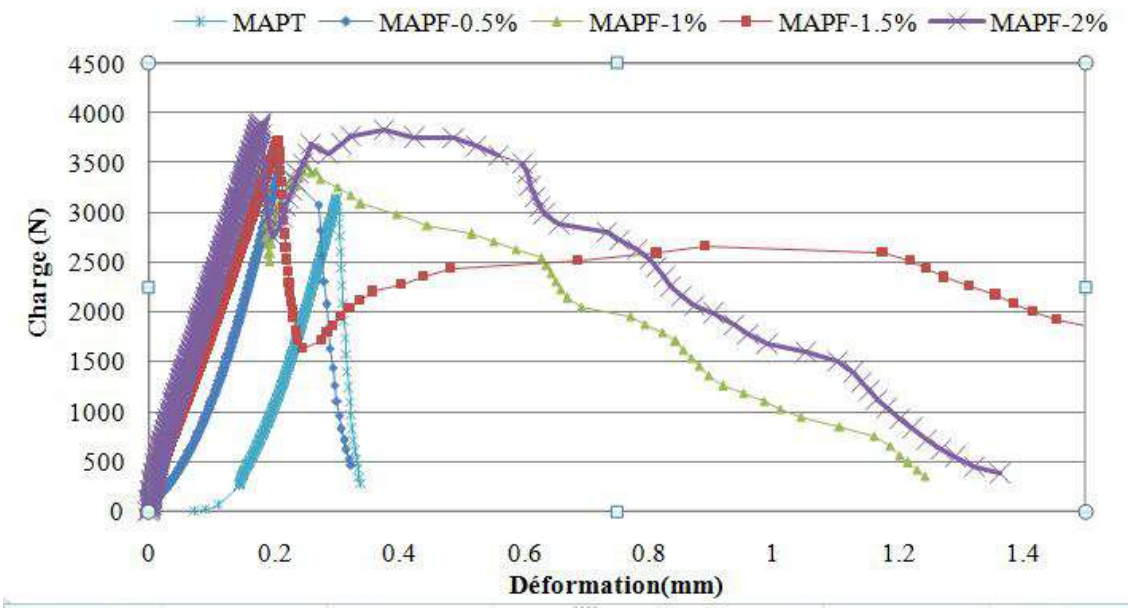


Figure III. 12. Relation Charge-Déformation du MAPF

Le comportement du mortier témoin est typique aux matériaux fragiles avec presque une variation linéaire de la courbe charge-déformation, pour les mortiers renforcés de fibres métalliques, la charge maximum a augmenté en fonction de l'augmentation de la teneur en fibres.[121, 122,124].

La première caractéristique des matériaux fragiles renforcés de fibres est le diagramme charge-flèche en flexion : linéaire, c'est un comportement que l'on peut qualifier de quasi-élastique .La déformation est accompagnée de la fissuration progressive et du glissement des fibres dans leurs gaines. Ce glissement, accompagné de frottement, donne au matériau son caractère amortisseur. On constate que la déformation des mortiers est peu influencé par les fibres (zone élastique). La présence des fibres n'intervient que progressivement au cours de la déformation. Le point de la naissance de la fissuration et le sommet de la courbe sont influencés davantage par les fibres. Le comportement du composite dépend essentiellement de l'évolution de la macrofissure. La matrice ayant atteint sa contrainte de fissuration rompt. Ses bords disjoints sont reliés par les fibres, ces dernières fournissent à la fissure sa capacité portante résiduelle.

Donc, on peut introduire la notion de seuil qui représente la première partie linéaire du diagramme charge - flèche qui dépend peu de la teneur en fibres. Cette dernière n'interviendra que progressivement au cours de la déformation. Il faut savoir que cette notion de seuil est surtout spécifique au renforcement par fibres. Le point de début de fissuration est le sommet du diagramme charges - flèches. Le diagramme charges - flèches n'est pas réductible de façon

simple au diagramme contrainte-déformation. La contrainte calculée avec une hypothèse de matériau homogène ne correspond pas à une contrainte effective dans le composite[125].

III.2. Béton Autoplaçant fibré

III.2.1. Effet de la longeur des fibres sur le BAPF

Plusieurs chercheurs étudiaient l'effet de l'introduction des fibres métalliques sur le comportement rhéologiques et mécaniques des BAPF, comparé plusieurs fibres de longueurs et de diamètres différents. Dans cette partie on étudie, l'effet de la longueur seul sur le comportement à l'état frais et durci des BAPF.

III.1.2.1.1. Etat frais

Pour obtenir un béton autoplaçant renforcé de fibres, on a incorporé les fibres métalliques dans le BAP avec différentes longueurs et fractions volumiques, tout en assurant la fluidité, la capacité de passage, de remplissage et la résistance à la ségrégation recommandées par les normes , le tableau III.1 résume les différents mélanges réalisés ainsi que quelque propriétés de l'etat frais lieés à l'ouvrabilité du béton.

Tableau III. 1. Différents BAP réalisés et propriétés à l'état frais.

Béton		**Test d'étalement**					**TV-funnel (sec)**	**H2/H1 (L-Box)**
		Diamètre d'étalement (mm)				T_{50} (sec)		
		T=0	**T=30 (min)**	**T=60 (min)**	**T=90 (min**			
BAP-R		800	690	550	350	1.05	5.18	0.90
	X(%)							
F 35-BAP-X%	**0.3**	800	680	540	330	1.07	5.30	0.89
	0.5	780	678	540	330	1.15	5.49	0.86
	0.8	760	650	515	315	1.19	5.69	0.83
	1	735	620	500	300	1.22	5.70	0.82
	1.2	650	600	490	280	1.22	6.15	0.80
	1.4	**620**	589	470	275	1.75	8.99	**0.70**
F 40-BAP-X%	**0.3**	795	680	545	330	1.10	5.32	0.88
	0.5	790	680	540	323	1.15	6.55	0.85
	0.8	700	620	470	272	1.15	8.90	0.80
	1	650	590	400	200	1.23	11.05	**0.75**
F50-BAP-X%	**0.3**	750	660	480	300	1.13	5.59	0.84
	0.5	700	600	420	250	1.24	6.65	0.79
	0.8	680	580	380	210	1.24	8.07	**0.62**
	1	630	550	330	190	1.35	10.54	**0.50**

- **FNb :** Désigne la longueur des fibres utilisés.
- **X%** : Pourcentage des fibres incorporés dans le BAP.

A. Etalement et T_{50}

Les résultats ont révélé que le temps d'écoulement T_{50} est inferieur à 3.40s recommandé par la norme EN 12350-8 , les diamètres d'étalement de tout les mélanges sont situés entre 620 ET 800 mm, alors que les diamètres recommandés par la norme EN 12350-8 sont entre 650 et 800. Les figures III.13 et III.14 illustrent l'effet de la longueur des fibres sur l'étalement des BAP. On note que les valeurs d'étalement, pour les mélanges des bétons F35 sont moins affecté que les mélanges F40-BAP et F50-BAP respectivement. L'étalement acceptable des F3 atteint un pourcentage volumique en fibre de 1.2% ce qui est le contraire pour les deux autres types de fibres, avec un pourcentage de 1% et 0 .8% pour les mélanges F40-BAP et F50-BAP.

L'écoulement des BAP fibré est affecté par l'introduction des fibres, plus on augmente le pourcentage et la longueur des fibres plus l'écoulement diminue[66, 119,124,125]. Deux observations indiquent que l'écoulement n'est pas homogène, un étalement n'est pas circulaire, cela veut dire que l'écoulement est contracté selon une ou plusieurs directions et une concentration des fibres et des agrégats au centre de la galette déformée après la réalisation de l'essais à travers un cône d'Habrams . Laetitia MARTINIE [126] a constaté que la forme élancée des fibres multiplie d'autant leur encombrement au sein du matériau.

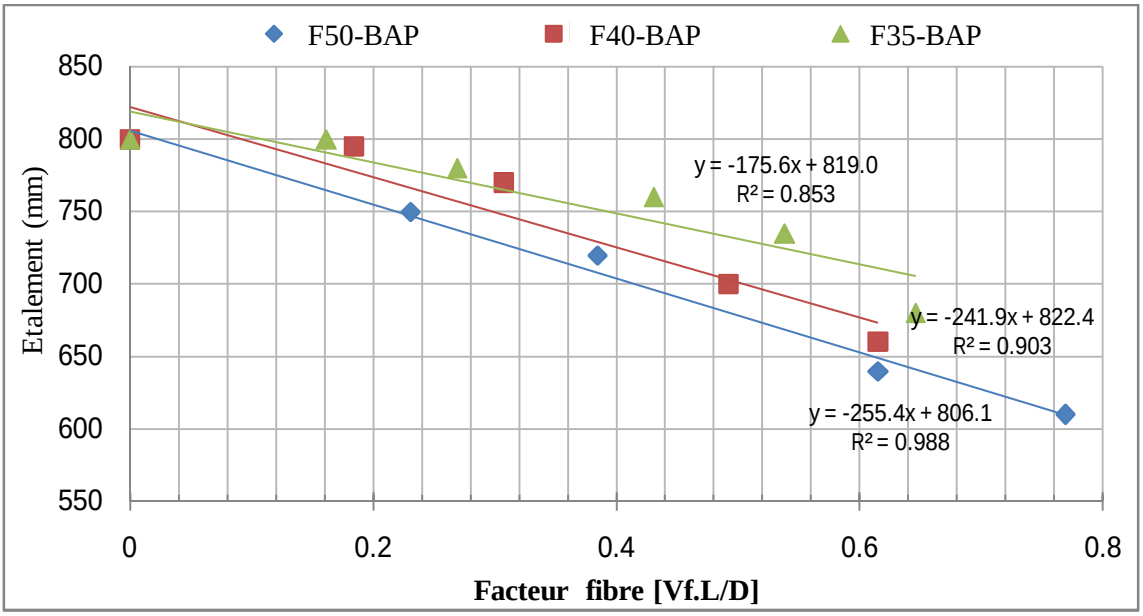


Figure III. 13. Etalement en fonction du facteur fibre.

Westerholm et El-Dieb [126-129] ont mesuré une baisse de la fluidité avec l'augmentation de la longueur des fibres, ce phénomène est dû aux perturbations causées par les fibres sur la compacité totale du système.

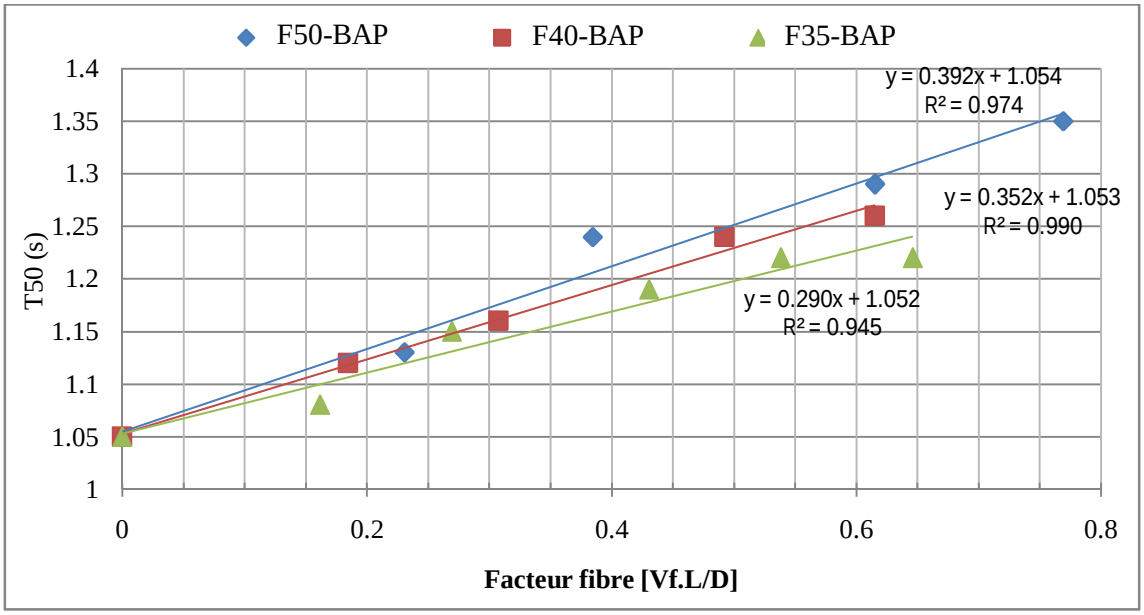


Figure VI. 14. T_{50} en fonction du facteur fibre.



Figure III. 15. Etalement homogène.



Figure III. 16. Etalement déformé.

B. Temps d'écoulement a travers le V-funnel

L'entonnoir permet la mesure de la vitesse de déformation du béton fluide. la Figure III.17 montre l'effet des fibres sur le temps d'écoulement à travers l'entonnoir des mélanges. Plus les fibres sont ajoutées et plus le facteur fibre augmente, plus le temps d'écoulement augmenté. Le meilleur temps de l'écoulement était 5.18 s mesuré pour le mélange BAPT, tandis que le mélange F40-BAP-1% a eu le temps d'écoulement le plus haut de 11,05 s. Les valeurs recommandées sont de l'ordre de 6 à 12 s, comme il est mentionné par la norme EN 12350-9. Les valeurs obtenu a travers ce tests sont acceptables pour tous les mélanges.

La figure III.17 montre l'effet de la longueur des fibres sur le temps d'écoulement des BAP à travers le V-funnel, d'une part, plus on augmente la longueur des fibres plus le temps d'écoulement converge plus rapidement vers le seuil supérieur [124] (le cas des fibres de 40 et 50 mm),contrairement aux fibres de 35 mm le temps d'écoulement présente une légère augmentation jusqu'à un pourcentage de 1.2%, cette convergence du temps vers le seuil revendique des signes de ségrégations et hétérogénéité des mélanges.

D'autre part, plus on augmente le pourcentage des fibres, plus la formation d'oursins (i.e. amas de fibres entremêlées) est évoluée[125], cette évolution perturbe l'écoulement et par conséquence l'augmentation de la viscosité provoque d'éventuelles ségrégations et blocage au niveau des armatures [123]. Ces résultats seront confirmés par la suite à travers l'essai de la boite en L (L-BOX) .

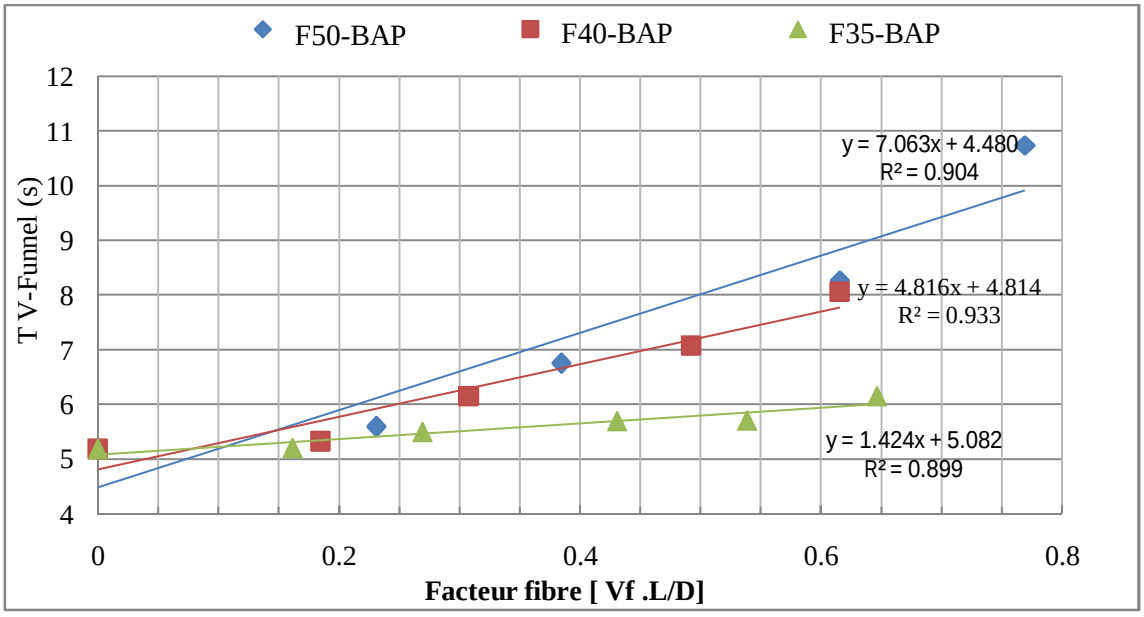


Figure III. 17. Temps d'écoulement TV-funnel en fonction de facteur fibre.

C. Capacité de Remplissage (L –Box)

L'essai de la boîte en L (L-Box) donne une bonne appréciation de la capacité de remplissage, de passage et de la résistance à la ségrégation. La figure III.18 montre la variation du rapport H2/H1 en fonction du facteur fibres, le rapport du blocage est situé entre 0.50 et 0.90 le plus faible rapport était 0.5 pour le mélange F50-BAP-1% , et le plus important rapport correspond au béton de référence BAPT. Le rapport minimum à assurer est de 0.8 recommandé par la norme EN 12350-10, les bétons ayants un rapport faible que 0.8 sont inacceptables.

Les bétons à base de fibres métalliques de 50 et 40 mm sont les plus affectés que les BAP à base de fibres de longueur de 3.5cm qui peut atteindre un pourcentage de 1.2 % sans blocage et sans risque de ségrégation, l'interaction entre les fibres longues et les granulats peut provoquer un blocage au droit des armatures. La figure III.19 ci-dessous confirme cette hypothèse.

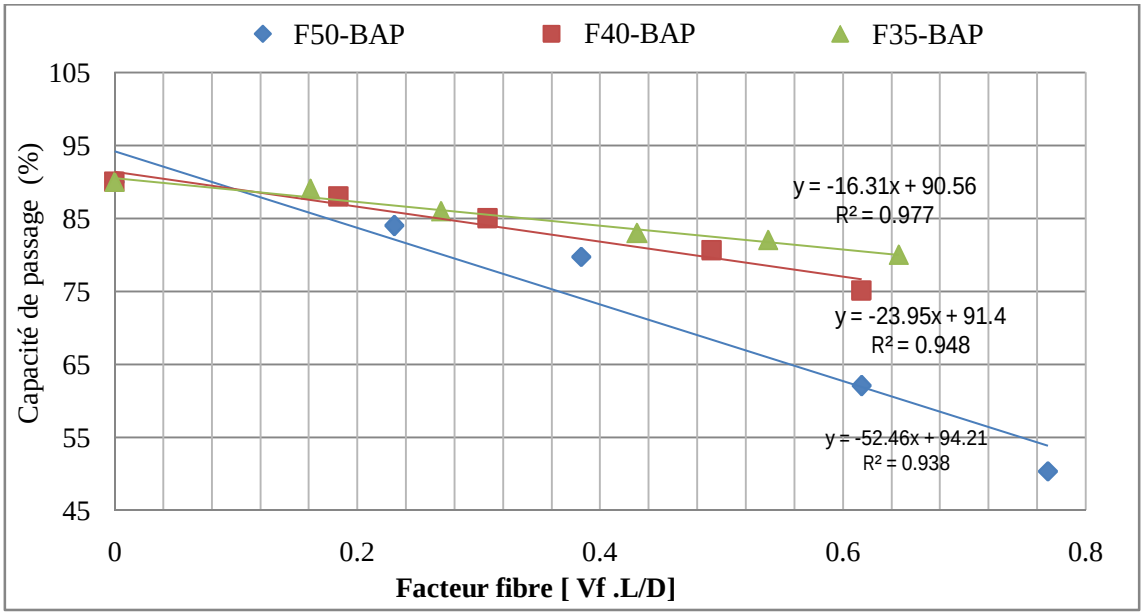


Figure III. 18. Capacité de passage en fonction de facteur fibre



Figure III. 19. Cas de blocage des fibres

Swamy et Mangat [131] ont montré l'existence d'une concentration critique de fibres au-delà de laquelle le matériau ne s'écoule plus quelles que soient ses caractéristiques rhéologiques sans fibre. Ce même constat est rapporté par de nombreux chercheurs [66, 126], qui notent sur BO ou sur BAP un effet accru des fibres sur l'étalement, au delà d'une certaine concentration de fibres, le matériau est rapporté comme étant trop ferme pour s'écouler.

D'autre part pour des facteurs d'aspect de fibres trop élevés, des oursins de fibres se forment, rendant le matériau hétérogène[126].

D. Teneur maximale en fibres

Sur la base d'un étalement supérieur à 600mm, avec une forme ronde, une répartition homogène des matières solides, pas de ségrégions et une capacité de remplissage satisfaisante, la figure III.20. suivante résume la teneur maximale en fibres à utiliser pour chaque type de longueur.

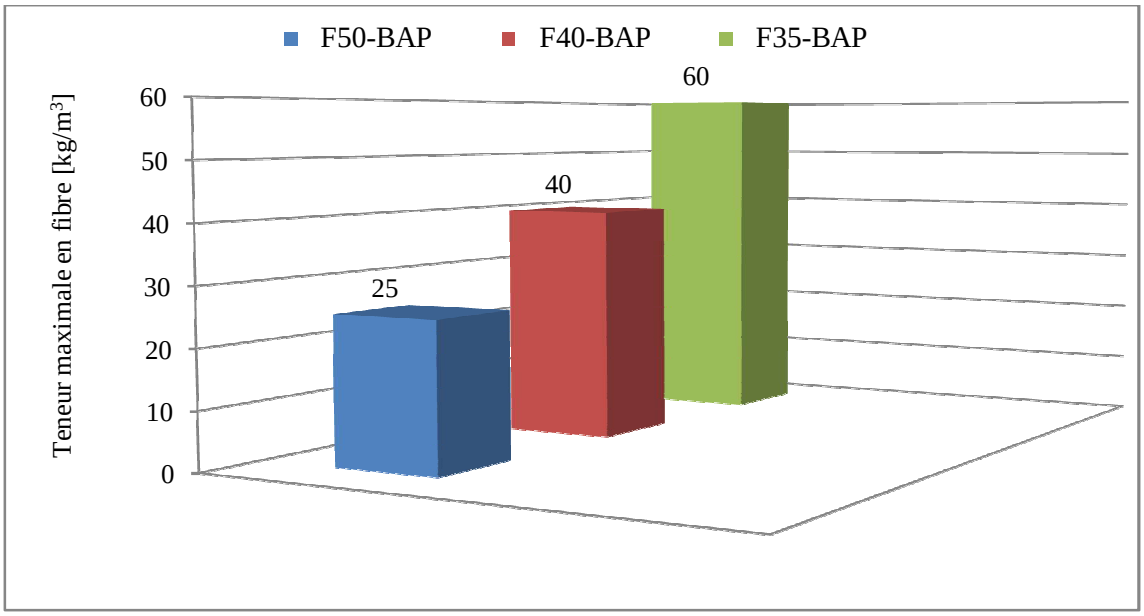


Figure III. 20. Teneur maximale en fibre en fonction de la longueur

A travers les résultats obtenus, seulement bétons autoplaçants, renforcés de fibres qui répondent aux normes sont visés pour l'étude de l'effet de la longueur et de la fraction volumique de fibres sur l'état durci.

Les bétons concernés sont:

- BAPT
- F35-BAP-X , X varie de 0.3% à 1 %
- F40-BAP-X , X varie de 0.3% à 0.8 %
- F50-BAP-X, X = 0.3% et 0.5%.

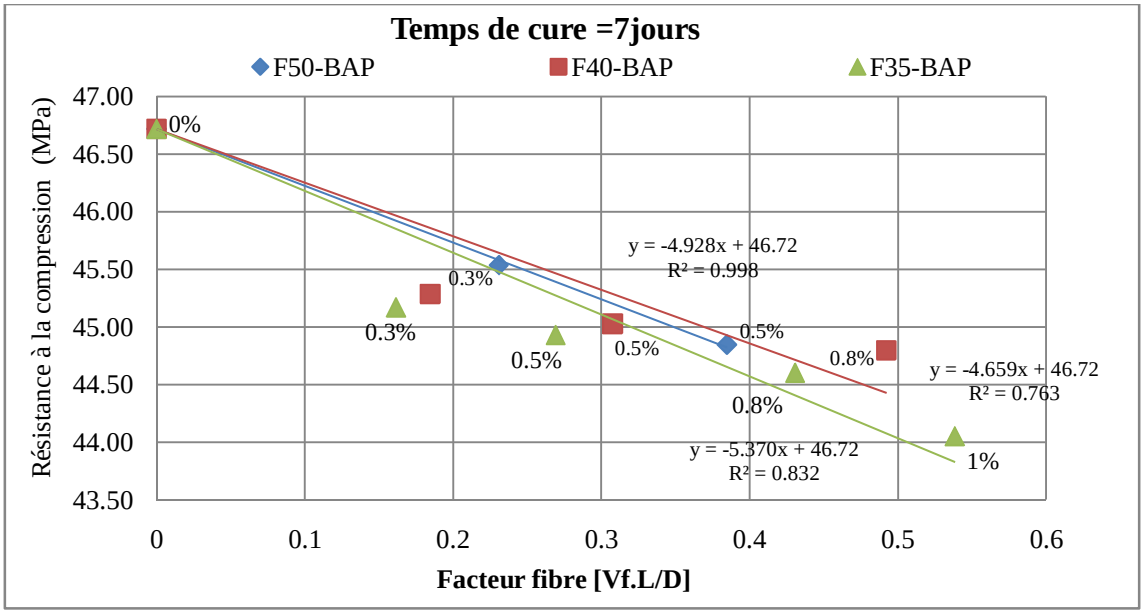
III.1.2.1.2. Etat durci

A. Résistance à la compression

Neuf échantillons cubiques de 100 mm d'arrête , ont été réalisés pour chaque mélange de béton, selon la norme EN 12390-1, et ils sont conservé dans l'eau à 20 °.

Les résultats obtenus de la résistance à la compression à 7, 28, et 90 jours des differentes béons, et avec différent volume de fibres sont donnés aux figures III.21, III.22 et III.23. Comme on peut le remarquer, la résistance à la compression est diminuée plus la fraction volumique de fibres est augmentée . Avec différente longueur des fibres , l'augmentation du volume de fibres de 0,3% à 1 % diminue la résistance à la compression entre 0,21% et 6,09, à 28 jours de conservation en comparaison avec le béton témoin (BAPT).

La représentation de la résistance à la compression en fonction du facteur fibre [Vf.L / D] peut expliquer l'effet de la longueur et de la fraction volumique.



VI.

Figure III. 21. Résistance à la compression du BAPF en fonction du facteur fibre (7jours)..**VI.**

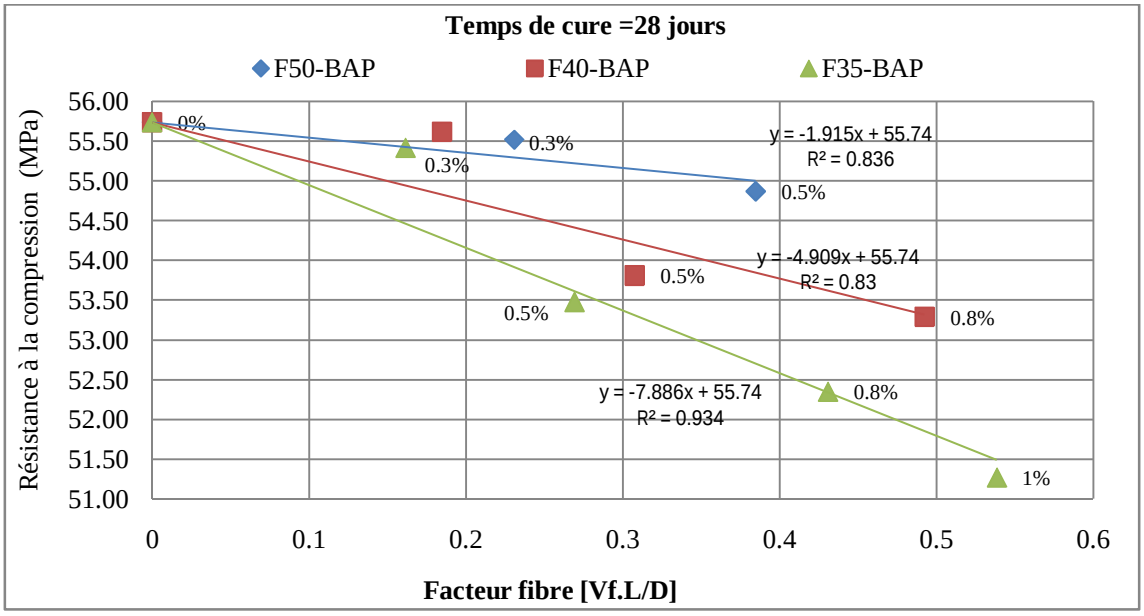


Figure III. 22. Résistance à la compression en fonction du facteur fibre (28 jours)

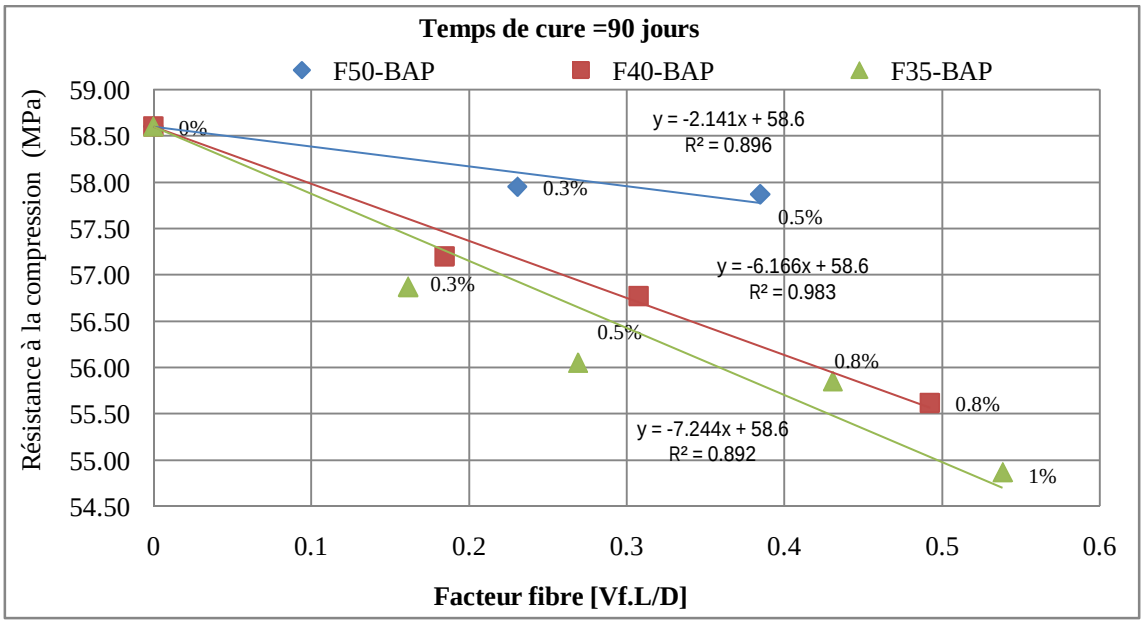


Figure III. 23. Résistance à la compression en fonction du facteur fibre (90 jours)

Les résultats mis en évidence par différents chercheurs de l'effet des fibres sur la résistance à la compression du béton renforcé de fibres montrent quelques divergences. Cependant ils sont d'accord pour dire que les fibres n'apportent pas d'amélioration appréciable en compression [130]. Dans certains cas, on a une légère augmentation de la contrainte ultime.[132,133], dans d'autres une légère diminution [115-117] peut être dû à l'abaissement de l'ouvrabilité se qui a provoqué une réduction de la compacité[119]. Boulekbache [134] confirme une diminution de la résistance à la compression de 6% pour les bétons autoplaçants, les fibres ne sont sollicitées qu'après l'apparition des fissures, particulièrement

à la phase post-peak, dans la phase pre-peak. Le béton fibré comporte comme un béton sans fibres .Dans la matrice, la fibre peut avoir deux effets contradictoires : celui en premier de maintenir les fissures ce qui favorise phase post-peak, et celui en second de créer des défauts supplémentaires à l'interface fibres - mortier ce qui peut contribuer à l'endommagement et donc limiter la charge maximale.

B. Résistance à la Traction par flexion

Neuf spécimens prismatiques, (70 x70 x 280) mm^3 , ont été réalisés pour chaque mélange de béton et soimisent à l'essai de flexion 3 points, selon la norme EN 12390-1. Ces échantillons ont été coulées dans des moules en acier, après le démoulage les éprouvettes sont conservées dans l'eau à une température de 20 ° C (EN 12390-2).La résistance à la flexion a été évaluée selon la norme EN 12390-5, par le calcul de la contrainte de traction maximale atteinte au fond de la section transversale du milieu de l'échantillon testé. Le module de rupture (MOR) a été obtenu comme suit:

$$\mathbf{Mor} = \frac{\mathbf{3}}{\mathbf{2}} \mathbf{x} \frac{\mathbf{L.d}}{\mathbf{e^3}} \qquad \text{(eq.VI. 1)}$$

Où L est la charge maximale appliquée (N), d est la distance entre les supports (250 mm), et «e» est la dimension de la section carrée (70 mm). L'utilisation des fibres avec un ensemble de longueurs et en augmentant la fraction volumique peut montrer l'effet de chaque paramètre. La résistance à la flexion augmente de 7,40% à 31,56, l'augmentation la plus faible correspond au béton F35-BAP-0,3%, et correspond plus importantes au F40- BAP-0,8%.

La représentation de la résistance à la flexion en fonction du facteur de fibres [Vf.L / D] peut expliquer l'effet de la longueur et de la fraction de volume, les figure III.24. III.25et III.26. représente ces variations.

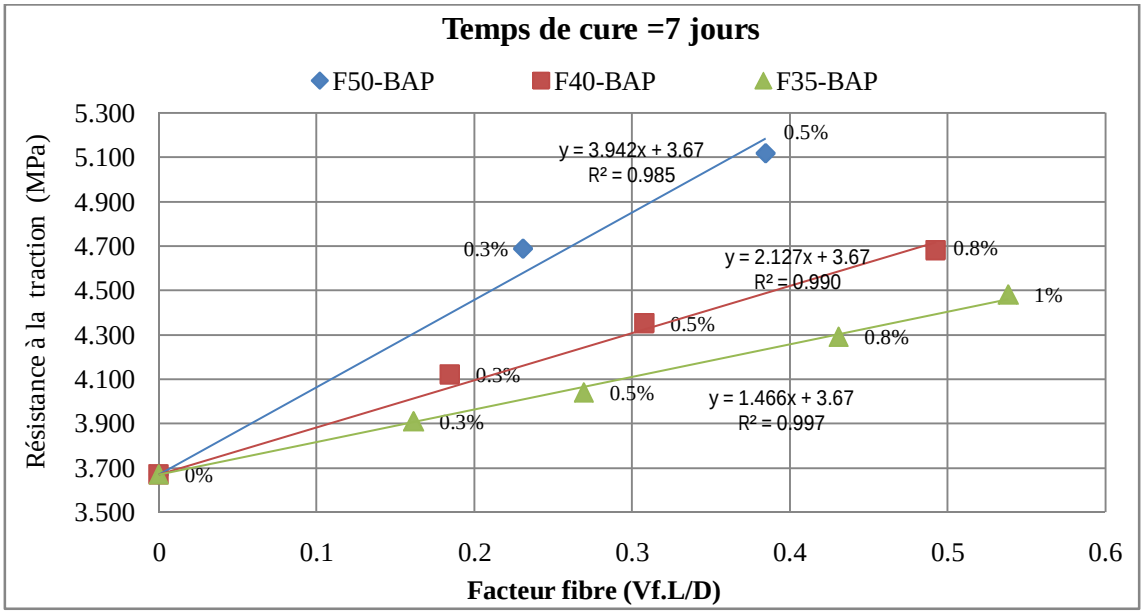


Figure III. 24. Résistance à la traction en fonction du facteur fibre (7 jours)

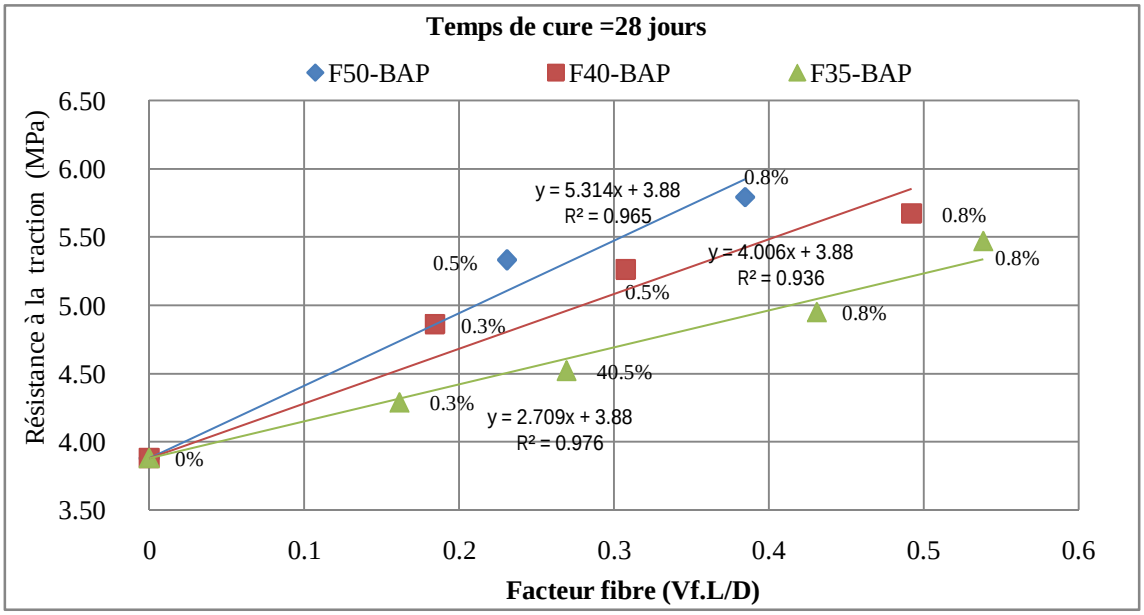


Figure III. 25. Résistance à la traction en fonction du facteur fibre (28 jours)

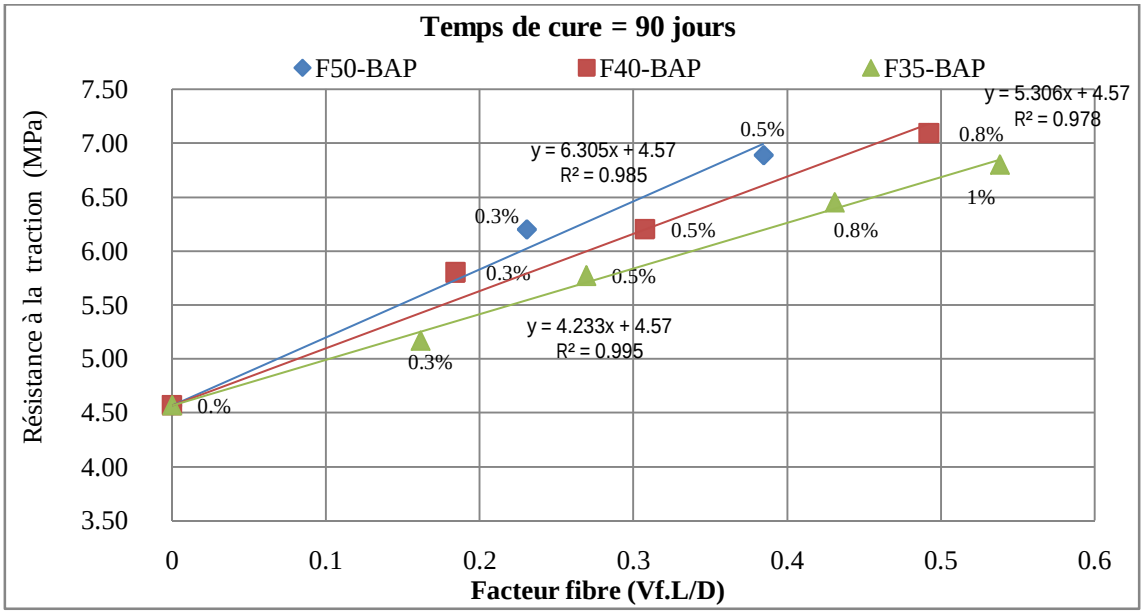


Figure III. 26. Résistance à la traction en fonction du facteur fibre (90 jours)

Les résultats ont révélé aussi que pour une augmentation de la longueur des fibres, on obtient une amélioration de la résistance à la traction par flexion, si on compare ces bétons, on trouve que plus on augmente la longueur et la fraction volumique des fibres, plus la résistance à la traction par flexion augmente. Une augmentation de la quantité de fibres conduit à une amélioration de la rigidité, et du comportement en flexion des bétons autoplaçants renforcés de fibres [116, 117,119]. Kawamata et al [62] ont montré que l'augmentation de la longueur et du volume des fibres métalliques améliore le comportement à la flexion des bétons. Dans cette étude, les conclusions doivent être entendues dans ces limites, l'auteur ayant utilisé des fibres métalliques de longueurs différentes 8, 16, 24 et 32 mm et un dosage volumique maximal en fibres de 1%.

C. Module d'élasticité

La figure VI.23 montre la variation de l'évolution du module d'élasticité en fonction de la teneur et la longueurs des fibres selon la norme ISO 6784. On a constaté une augmentation du module d'élasticité en fonction de la l'augmentation du pourcentage des fibres après 28 jours de cure. Le module d'élasticité augmente de 6 % à 26 .

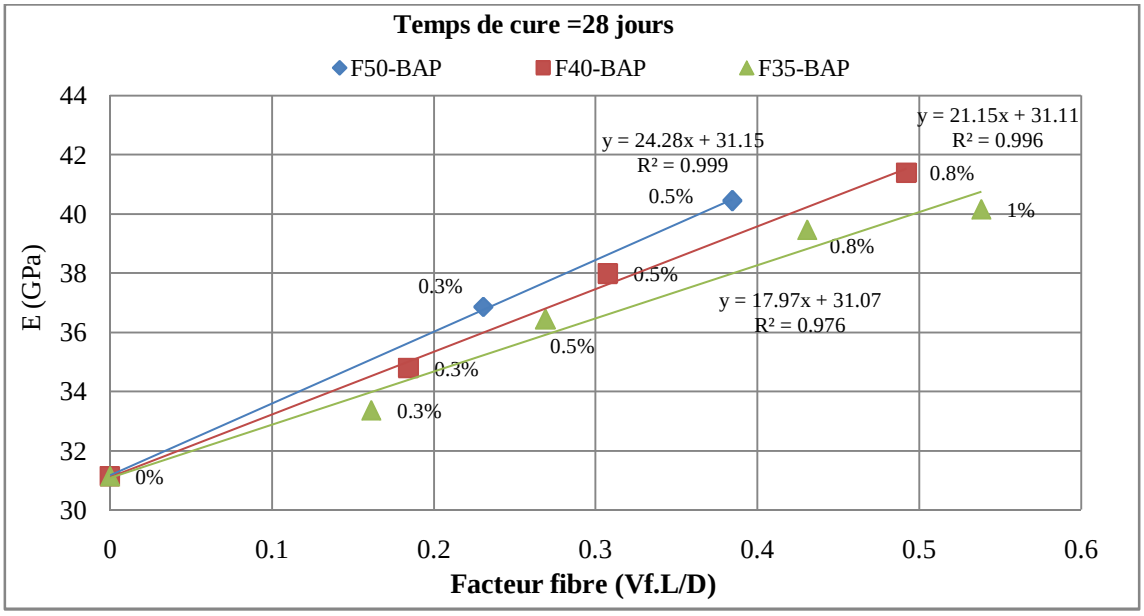


Figure III. 27. Module d'élasticité en fonction du facteur fibre (28 jours)

Selon la littérature , plus on augmente la fraction volumique de fibres, plus le module d'élasticité est améliorée de 6% et 30% [135- 136].

D. Variation dimensionnelle

D.1. Retrait

L'effet des fibres métalliques sur le retrait du BAPF est résumé dans les figures III.28 à30.

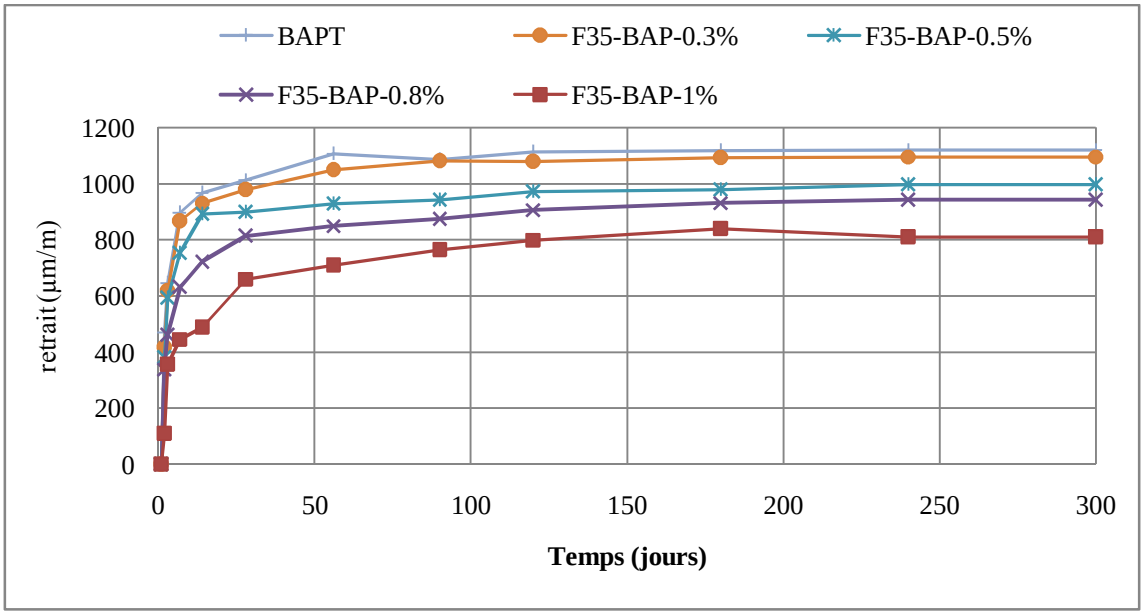


Figure III. 28. Retrait en fonction de l'âge du F35-BAP-X % .

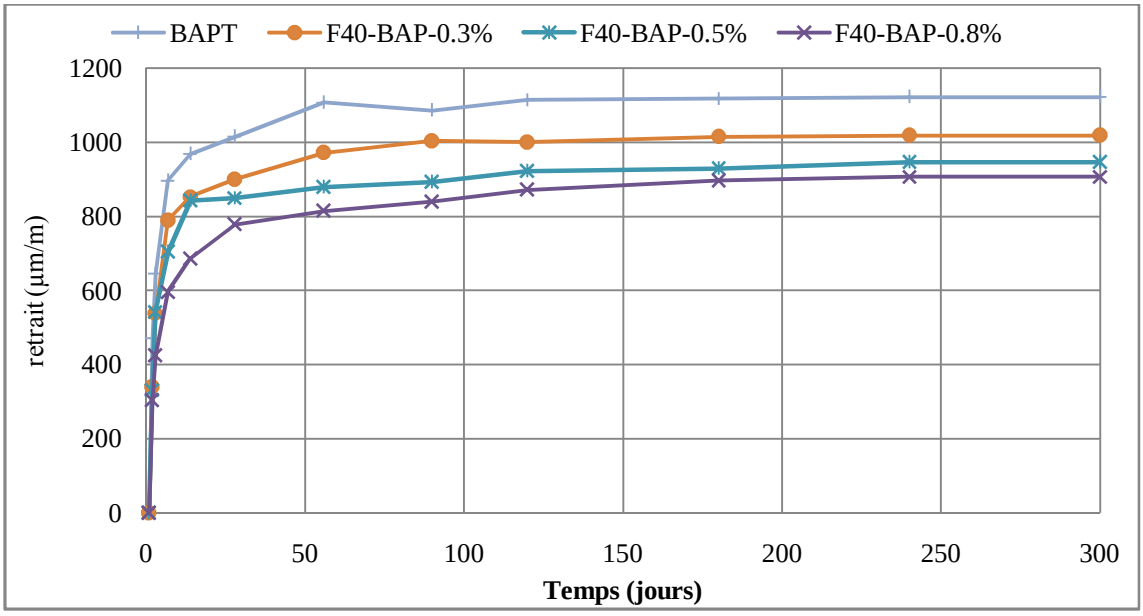


Figure III. 29. Retrait en fonction de l'âge du F40-BAP-X % .

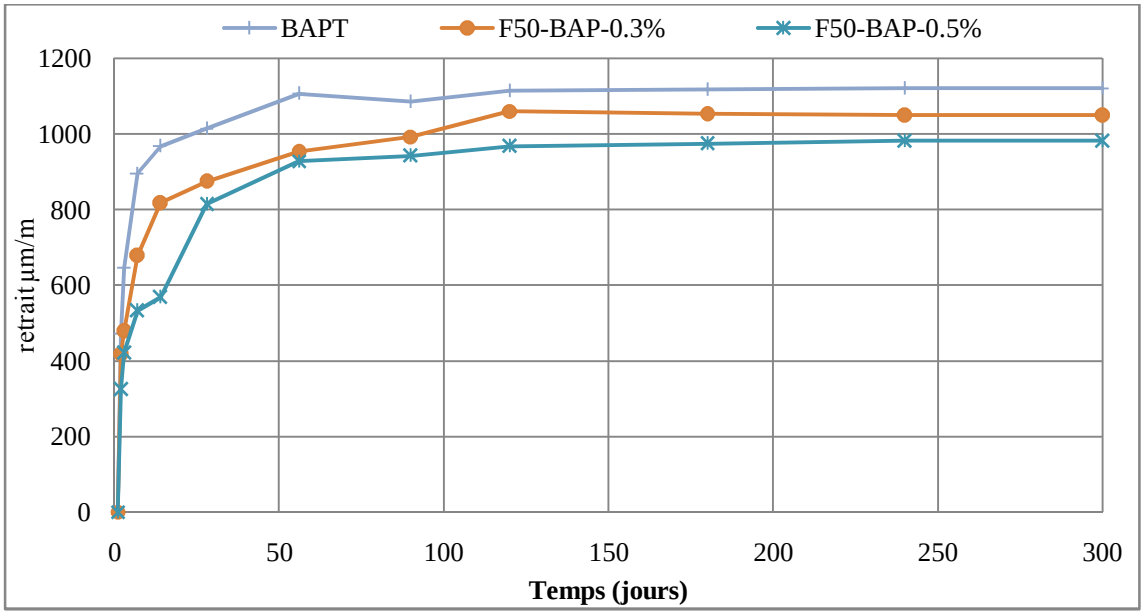


Figure VI. 30. Retrait en fonction de l'âge du F50-BAP-X % .

D'après les figures VI. 24-26 de retrait on peut dire que les fibres métalliques ont un effet positif. Plus on augmente la fraction volumique des fibres, plus le retrait diminue. La diminution varie entre 2.5 et 16 %, la plus petite amélioration correspond au béton F35-BAP-0.3%, et la plus importante est relative au béton F50-BAP-0.8%. On constate aussi que plus on augmente la longueur des fibres, le retrait diminue.

Après une longue durée, l'action des fibres est plus précise. Les BAPF de fibres se stabilisent plus rapidement que le béton témoin. Nos résultats confirment ceux déjà obtenus

par des études antérieures sur l'influence des fibres d'acier sur le retrait [137-142]. Cette réduction est affectée par plusieurs paramètres tels que :

- La durée de cure: les différences sont plus marquées après une durée plus importante (de 120jours) [143].

- La forme et la quantité de fibres semblent être les facteurs les plus importants qui dominent le retrait, les fibres longues sont plus efficaces.[144- 146].

Le phénomène ci-dessus peut être expliqué par le frottement qui existe le long de la frontière de contact entre les fibres et la matrice. Ce joint de frottement peut réduire la déformation du retrait et raisonnablement redistribuer la tension mal équilibrée due au retrait. Une grande teneur des fibres ou un grande proportion d'aspect peut augmenter l'aire de contact entre les fibres et la matrice ; et peut par conséquent augmenter l'ensemble de la force de joint et pendant ce temps réduire la déformation du retrait. Dans le même contexte, l'augmentation de la longueur des fibres favorise de plus les forces de frottements et réduisent considérablement le retrait [147-148].

D.2.Gonflement

L'effet des fibres métallique sur le gonflement du BAPF sont résumés dans la figure III.31à33.

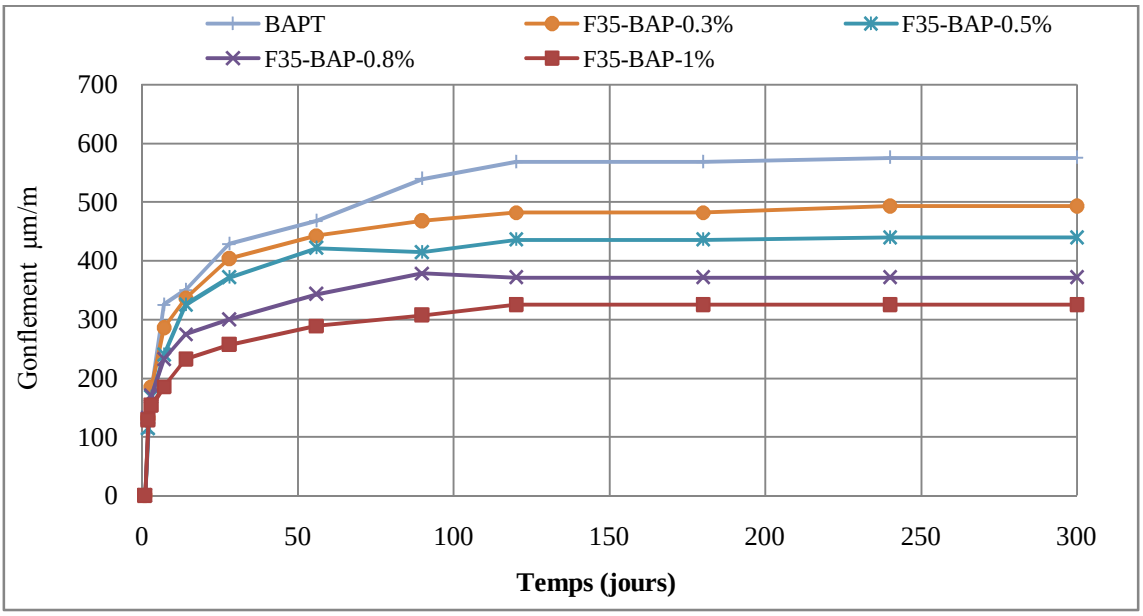


Figure III. 31. Gonflement en fonction de l'âge du F35-BAP-X % .

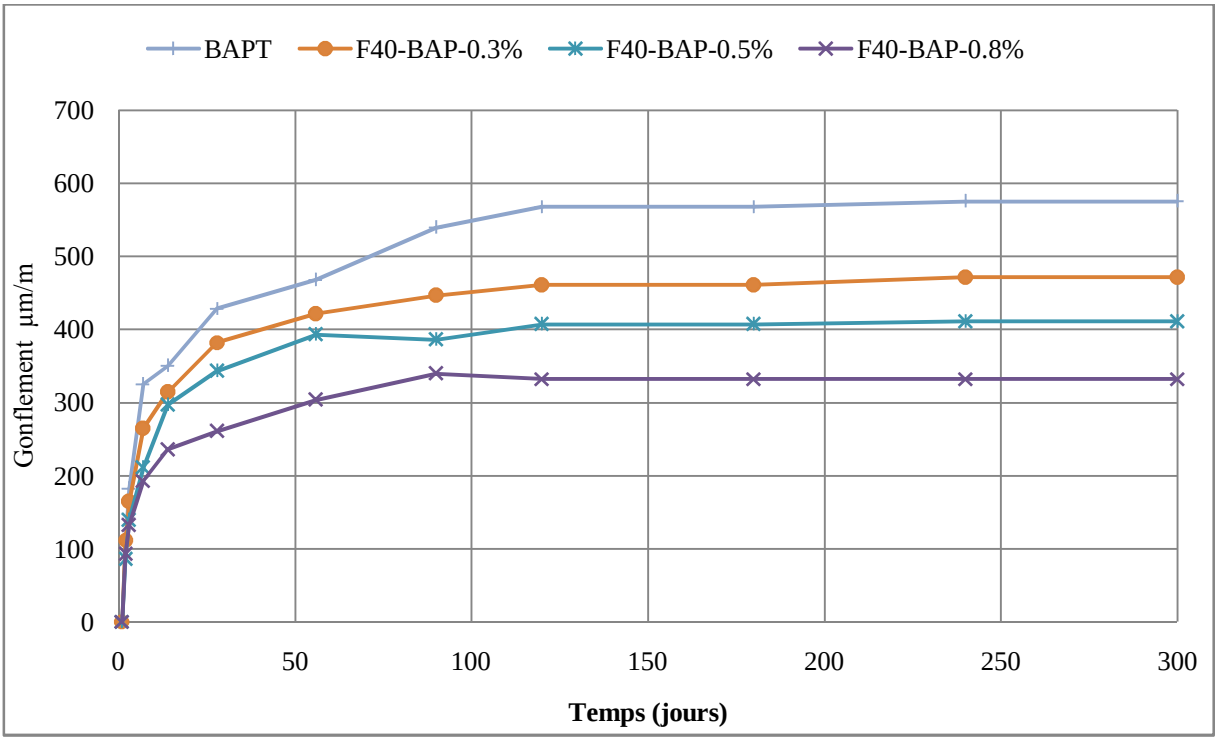


Figure III. 32. Gonflement en fonction de l'âge du F40-BAP-X % .

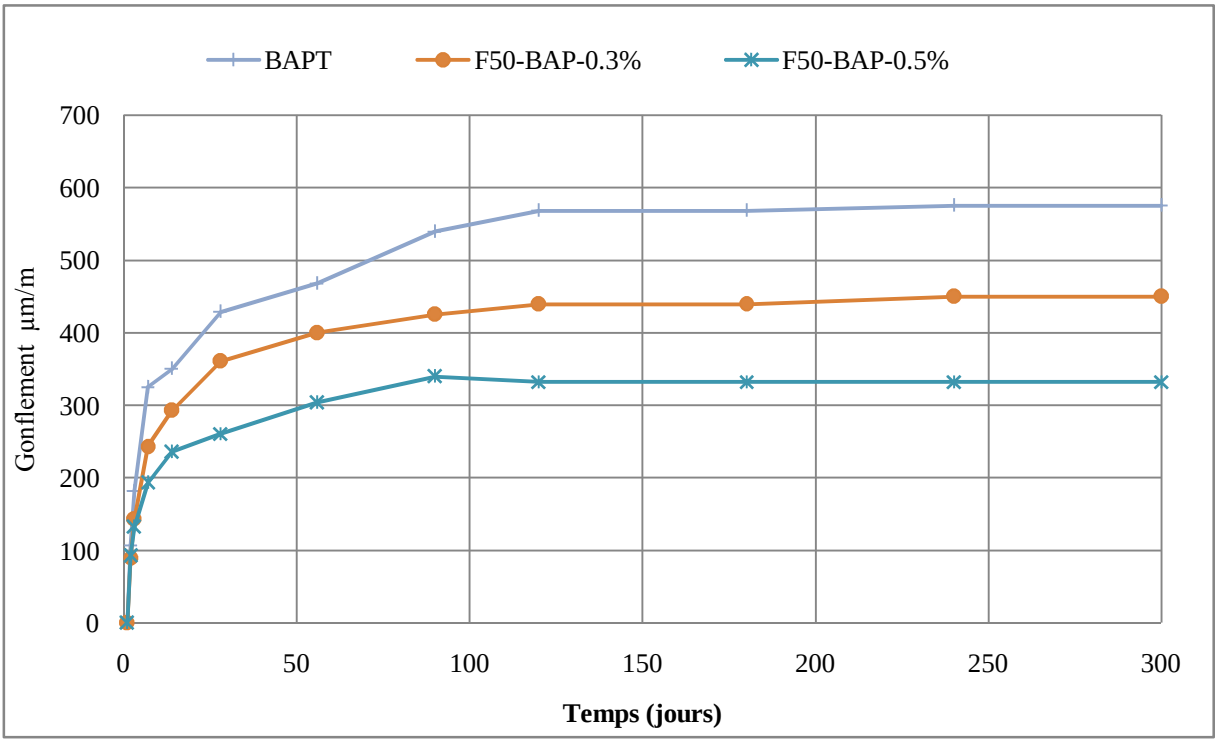


Figure III. 33. Gonflement en fonction de l'âge du F50-BAP-X % .

D'après les figures VI. 27-26 de gonflement on peut dire que les fibres métalliques ont un effet positif. Plus on augmente la fraction volumique des fibres, plus le gonflement diminue. La diminution varie entre 6 et 21 %, la plus petite amélioration correspond au béton

F50-BAP-0.5%, et la plus importante est relative à béton F35-BAP-1%. On constate aussi que plus on augmente la longueur des fibres, le retrait diminue, cette diminution est aussi garanti par les forces de frottement engendré par les forces de frottements au niveau de l'interface matrice-fibre, dans le même contexte, l'augmentation de la longueur des fibres favorise de plus les forces de frottements et réduisent considérablement le retrait [145-146].

E. Absorption d'eau par capillarité

Les figures III.34 à 37 présentent l'effet des fibres ondulées et rectilignes sur l'absorption d'eau par capillarité du BAP .

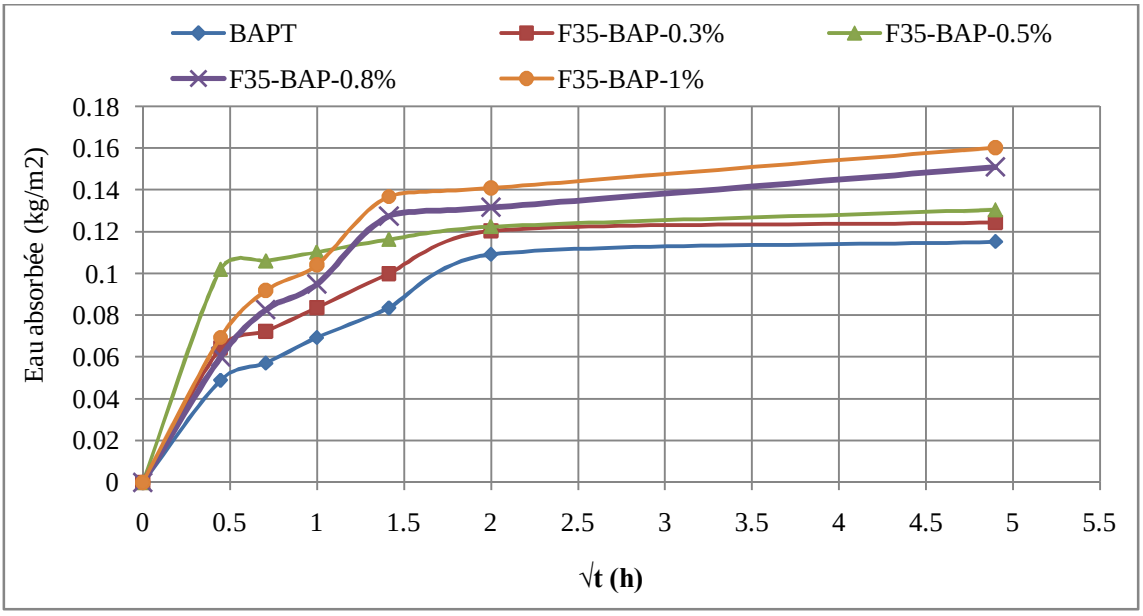


Figure III. 34. Absorption d'eau en fonction de temps des différent BAP réalisés.

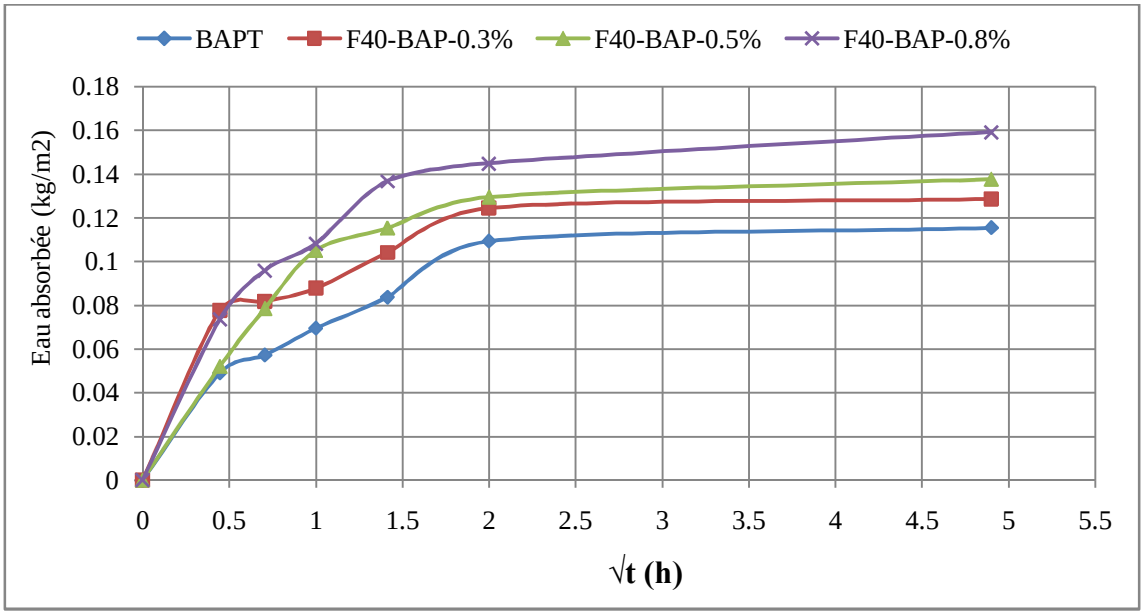


Figure VI. 35. Absorption d'eau en fonction de temps des différent BAP réalisés.

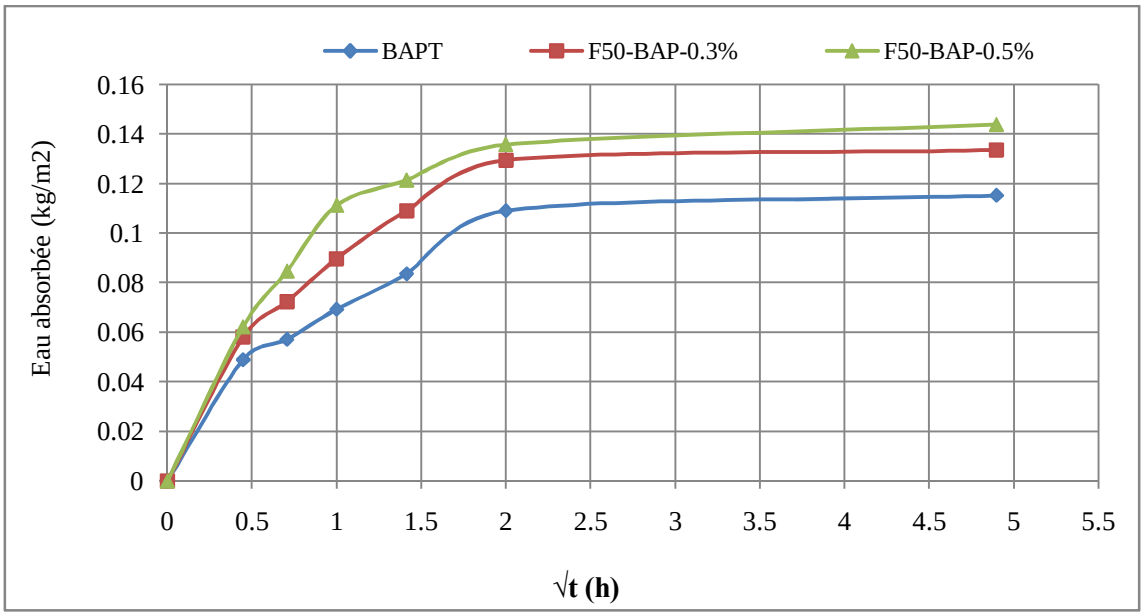


Figure III. 36. Absorption d'eau en fonction de temps des différent BAP réalisés.

On remarque que la capacité d'absorption d'eau du béton augment avec l'augmentation de dosages en fibres métalliques . Ainsi l'introduction de fibres dans le béton se traduit par une augmentation plus ou moins prononcée du volume des vides, associée à une diminution de la compacité du matériau, nos résultats vont dans le même sens que ceux des travaux de [140].

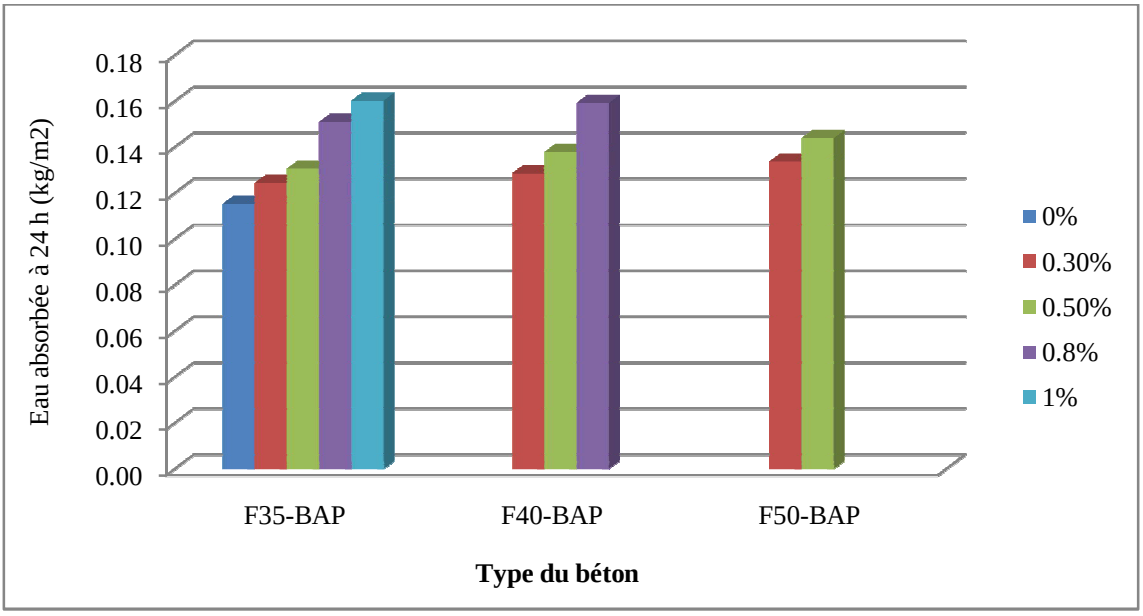


Figure III. 37**.** Absorption d'eau des BAPF en fonction de la longueur et le pourcentage des fibres.

III.2.2. Effet du type des fibres

Dans cette partie nous allons exposer et analyser les résultats des différents essais effectuées à l'état frais et durci sur un béton autoplaçant fibré par differents types de fibres et les comparés avec les résultats d'autres chercheurs existant dans la bibliographique.

III.2.2.1. Etat frais

Pour obtenir un béton autoplaçant renforcé de fibres, on a d'incorporé les fibres métalliques avec différentes longueurs et fractions volumiques, tout en assurant la fluidité, la capacité de passage, de remplissage et la résistance à la ségrégation recommandées par EN 12350-8/11. Le tableau III.2 résume les différents caractéristiquesdes bétons obtenus à l'état frais.

Tableau III. 2. Caractéristiques à l'état frais (Effet du type de fibre)

Béton		Test d'étalement		TV-funnel (sec)	H2/H1 (L-Box)	Résistance à la ségrégation (%)
		Diamètre d'étalement (mm)	T_{50} (sec)			
BAPT	X%	800	1.05	5.18	90	4.29
F1-BAP-X%	0.30	750	1.15	5.4	86	4.47
	0.50	700	1.25	6.5	**79**	5.37
	0.80	680	1.4	7.85	**62**	5.62
F2 -BAP-X%	0.30	745	1.15	5.62	88	4.8
	0.50	692	1.2	6.75	82	5.48
	0.80	680	1.7	9.05	**64**	5.78
F3 -BAP-X%	0.3	795	1.1	5.22	89	5.22
	0.50	780	1.15	5.83	84	5.65
	0.80	740	1.15	7.52	80	5.89
	1	725	1.2	10.12	**75**	6.32

- **FNb :** Désigne le type des fibres utilisés
- **X**: Pourcentage des fibres incorporés dans le BAP.

A. Etalement et T_{50}

Les résultats ont révélé que le temps d'écoulement T_{50} est inférieur à 3,40s recommandé par EN 12350-8, les diamètres d'étalement de tous les mélanges sont situés entre 688,5 et 744,5 mm, alors que les diamètres recommandés sont entre 650 et 800.

Les figures III.38 et III.39 montrent l'effet du type et la forme des fibres sur l'étalement des BAP pour les mélanges des bétons F3-BAP confectionnés avec des fibres de longueur 30mm, ils sont moins affectés que les mélanges confectionnés avec les autres types de

longueur 50mm F1-BAP et F2-BAP respectivement, cela est dû à la forme simple, et à la longueur courte des fibres. La masse de chaque fibre est négligeable devant la masse du mélange ce qui favorise l'écoulement par rapport aux autres types de fibres.

L'analyse des résultats montre que la plus grande valeur de l'étalement est celle de BAPT avec 800 mm de diamètre, et la plus petite est celle du béton F3-BAP-0.8%. En ce qui concerne le T_{50}, la plus petite valeur est celle du BAPT avec 1,05 sec, et la plus grande valeur est estimée de 2,15 sec correspondant au même mélange F3-BAP- 0.8%.

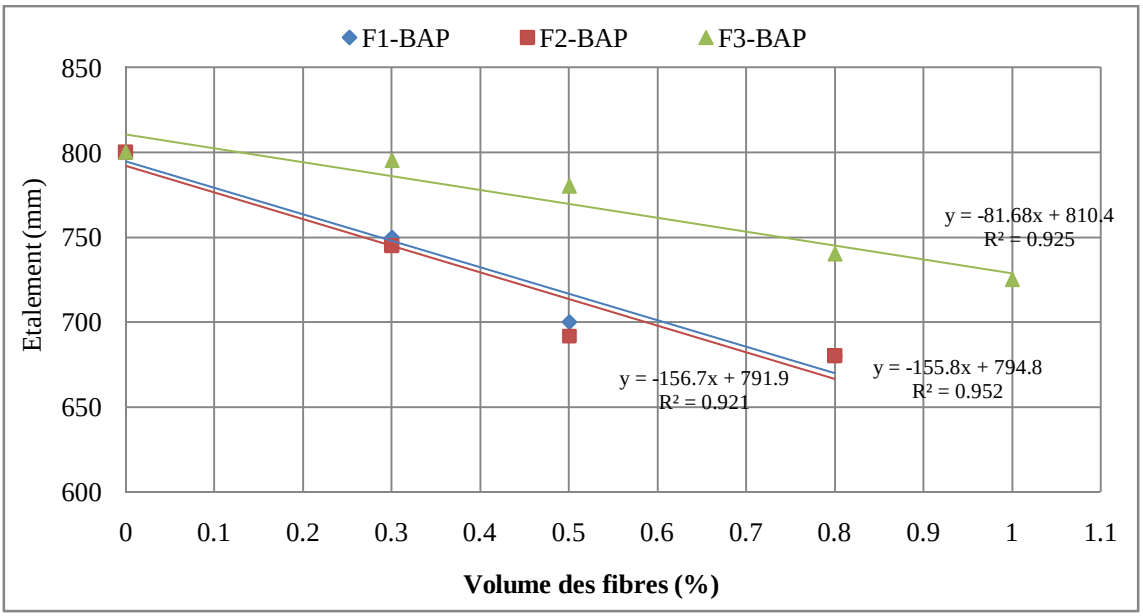


Figure III. 38. Etalement des bétons en fonction du type et pourcentage en fibres .

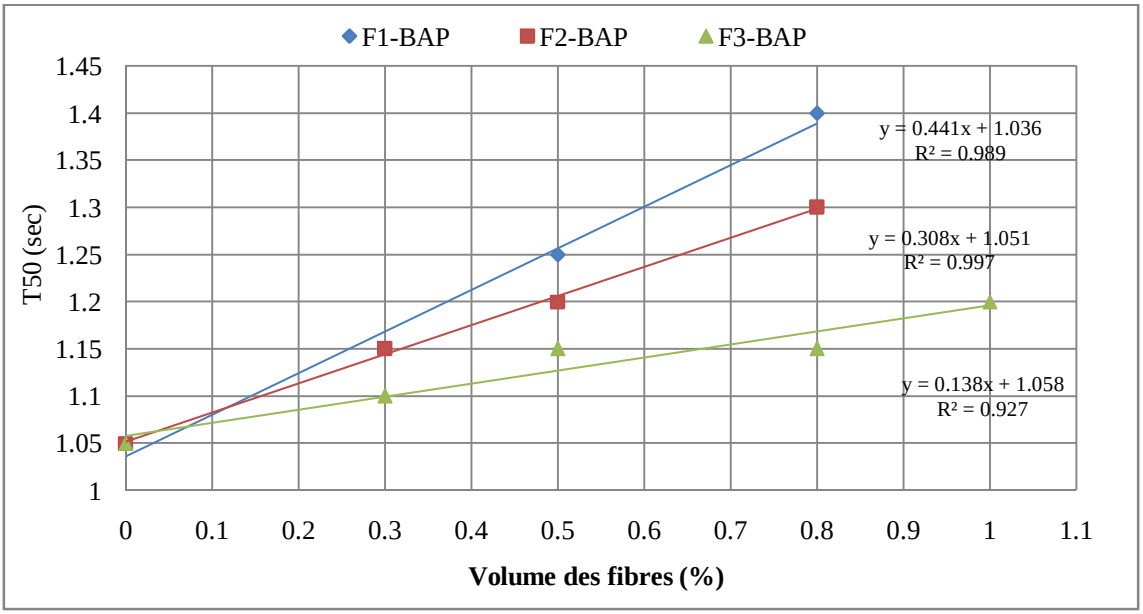


Figure III. 39. T_{50} en fonction du type et pourcentage en fibres .

B. Effet des fibres sur Le temps d'écoulement à travers le V-funnel

L'entonnoir permet la mesure de la vitesse d'écoulement du béton. La figure III.40 montre l'effet des fibres sur le temps d'écoulement à travers l'entonnoir des mélanges.

Plus les fibres sont ajoutées, plus le temps d'écoulement est augmenté et converge plus rapidement vers le seuil supérieur [62] (le cas F1-BAP-0.5%, F2-BAF-0.5), cette convergence du temps vers le seuil revendique des signes de ségrégations et hétérogénéité des mélanges.

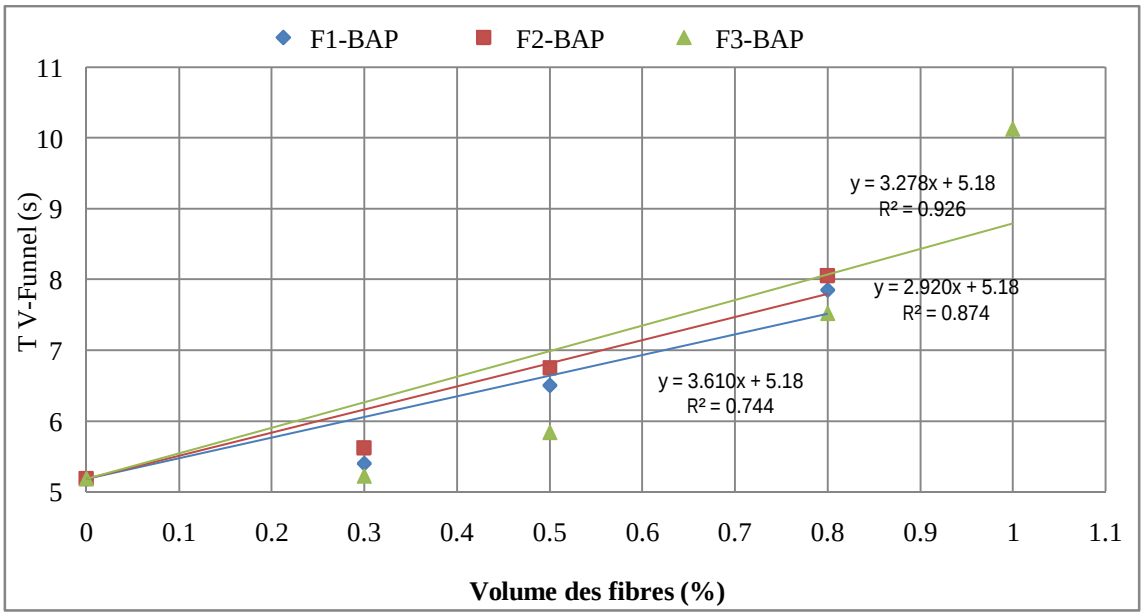


Figure III. 40. TV-Funnel en fonction du type et pourcentage en fibres .

D'autre part, plus qu'on augmente le pourcentage des fibres, plus la formation d'oursins (amas de fibres entremêlées) est évoluée [135], cette évolution perturbe l'écoulement et par conséquence l'augmentation de la viscosité provoque d'éventuelles ségrégations et blocage au niveau des armatures [129- 133].

Ces résultats seront confirmés par la suite à travers l'essai de la boite en L (L-BOX).Le meilleur temps de l'écoulement était 5,9 sec mesurés par le BAP-R tandis que le F3-BAP-0.8% a eu le temps d'écoulement le plus haut de 22 sec.

Les valeurs recommandées sont de l'ordre de 4 à 12 secs, comme il est mentionné dans EN 12350-9 . Les mélanges considérés sont celles respectant la recommandation.

C. Capacité de Remplissage à travers le L-Box

L'essai de la boîte en L (L-Box) donne, une bonne appréciation de la capacité de remplissage, de passage et de la résistance à la ségrégation. La figure III.3.41 montre que la variation du rapport H_2/H_1 en fonction le facteur de fibres. Le rapport du blocage est situé entre (36,73% -86%), dont le plus faible rapport était 36,73%pour le F1-BAP-0.8%, et le plus important rapport correspond au BAPT. Le rapport minimum à assurer est de 80 % recommandé par EN 12350-10.

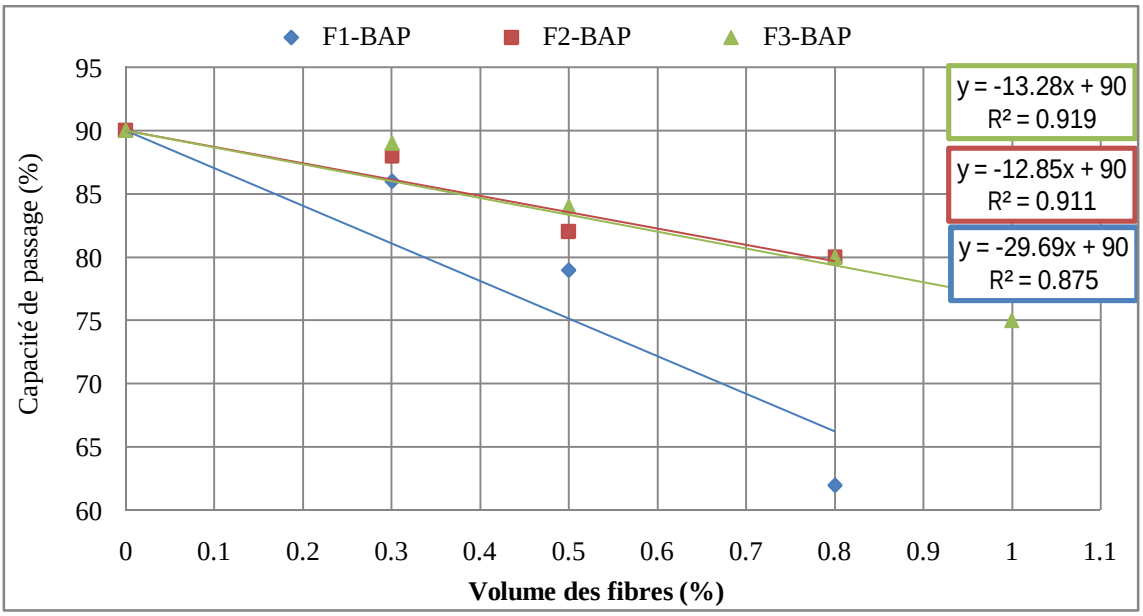


Figure III. 41. Capacité de passage en fonction du type et pourcentage en fibres .

Le blocage des fibres au droit des armatures du L-BOX est enregistré pour un volume de 0.5% des mélanges confectionné par des fibres de 50 mm de longueur, par contre le blocage a été observé pour un pourcentage volumique de 0,8% pour les mélanges du troisième type de fibre (figure III.42). Ces dernières fibres ont une dimension (longueur) comparable aux dimensions des gros granulats (25/20), contrairement aux deux autres types qui ont une longueur double (50/20), ce paramètre peut influencer la rhéologie des mélanges.



Figure III. 42. Blocage des fibres

Dans le cas d'utilisation des BAP fibrés dans la réparation mince, le ferraillage dense n'aura lieu, donc on ne considère pas le blocage des fibres au droit des armatures. Ces résultats seront confirmé par les essais mécaniques sur les bétons autoplaçants fibrés et bétons réparés.

Swamy et Mangat [140] ont montré l'existence d'une concentration critique de fibres au-delà de laquelle le matériau ne s'écoule plus quelles que soient ses caractéristiques rhéologiques sans fibre.

Ce même constat est rapporté par de nombreux chercheurs [118, 133] qui notent sur BO ou sur BAP un effet accru des fibres sur l'étalement, au-delà d'une certaine concentration de fibres, le matériau est rapporté comme étant trop ferme pour s'écouler. D'autre part pour des facteurs d'aspect de fibres trop élevés, des oursins de fibres se forment, rendant le matériau hétérogène [134].

D. Stabilité au tamis

La figure III.43 montre que plus le pourcentage des fibres métalliques augmente plus que le taux de ségrégation augmente par rapport au BAPT, cela est dû à la diminution de la viscosité du béton autoplaçant, ainsi le collage des fibres au niveau des mailles de tamis est un facteur très influant sur le passage de la laitance du béton, tout en signalant que les résultats restent comparables et au-dessous des valeurs recommandées.

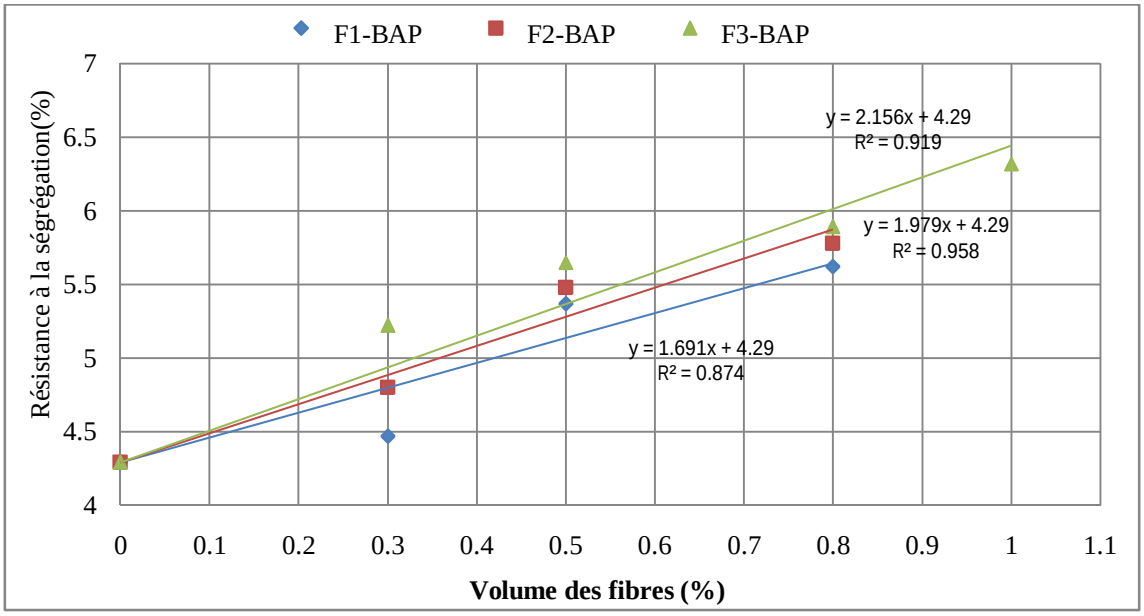


Figure III. 43. Résistance à la ségrégation en fonction du type et pourcentage en fibres .

III.2.2.2. Etat durci

Les relatifs au BAP à l'état durci consistent à la détermination de : Résistance mécanique à la compression et à la traction par flexion, Module d'élasticité ; Taux de retrait et de gonflement ; Absorption d'eau par capillarité.

A. Résistance à la compression

Les résultats obtenus à 7, 28, et 90 jours des bétons autoplaçant avec différent fraction volumique de fibre sont donnée aux figures VI.44. VI.44 et VI.46. On a constaté que la résistance à la compression diminue avec l'augmentation de la fraction volumique des fibres. on enregistre une diminution de 2.23 % correspondant au F3-BAP-0.8%, et des pertes de 0.52% ; 0.62% ; 0.41% ; 0.46% ; 0,6% et 0.62% pour les : F1-BAP-0.3%, F1-BAP-0,5%, F2-BAP- 0,3%, F2-BAP- 0,5%, F3-BAP-0,3% et F3-BAP- 0,5% respectivement.

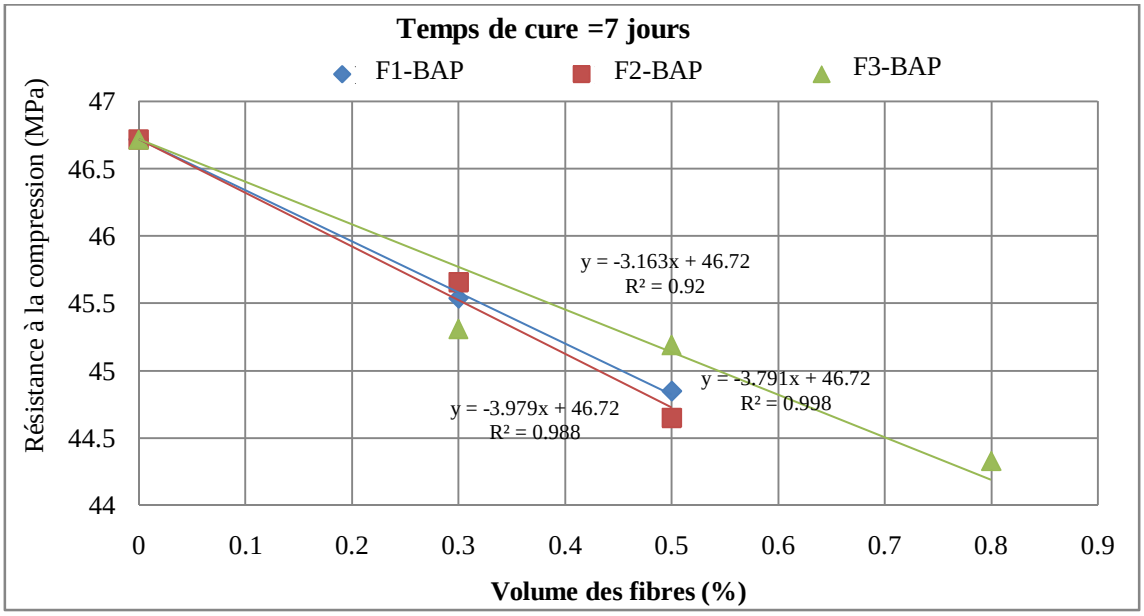


Figure III. 44. Résistance à la compression en fonction des bétons et pourcentage en fibres à 7 jours.

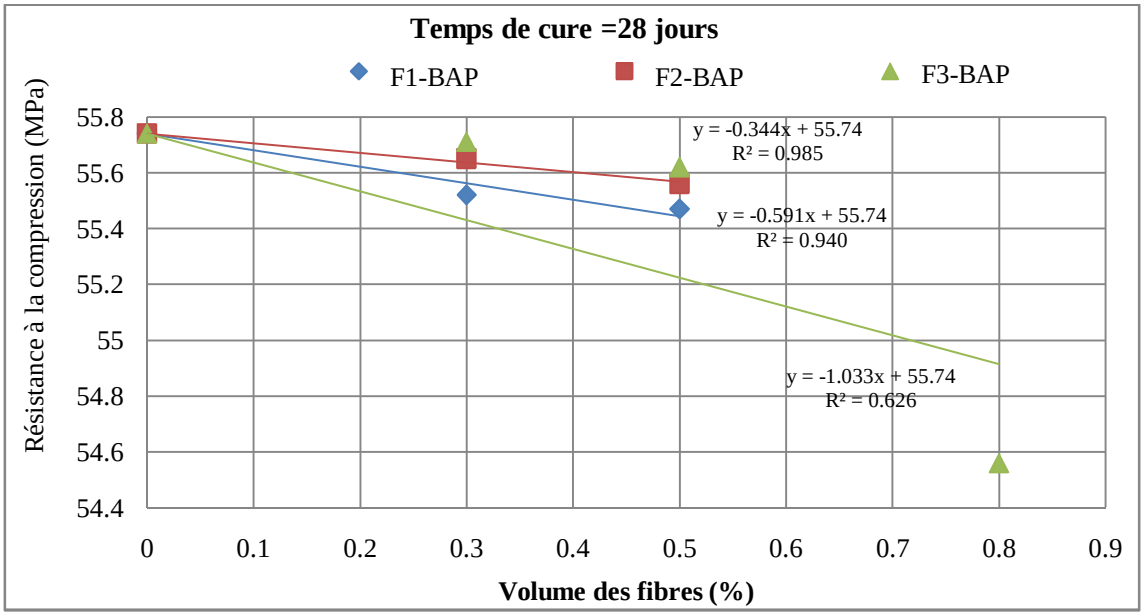


Figure III. 45. Résistance à la compression en fonction des bétons et pourcentage en fibres à 28 jours

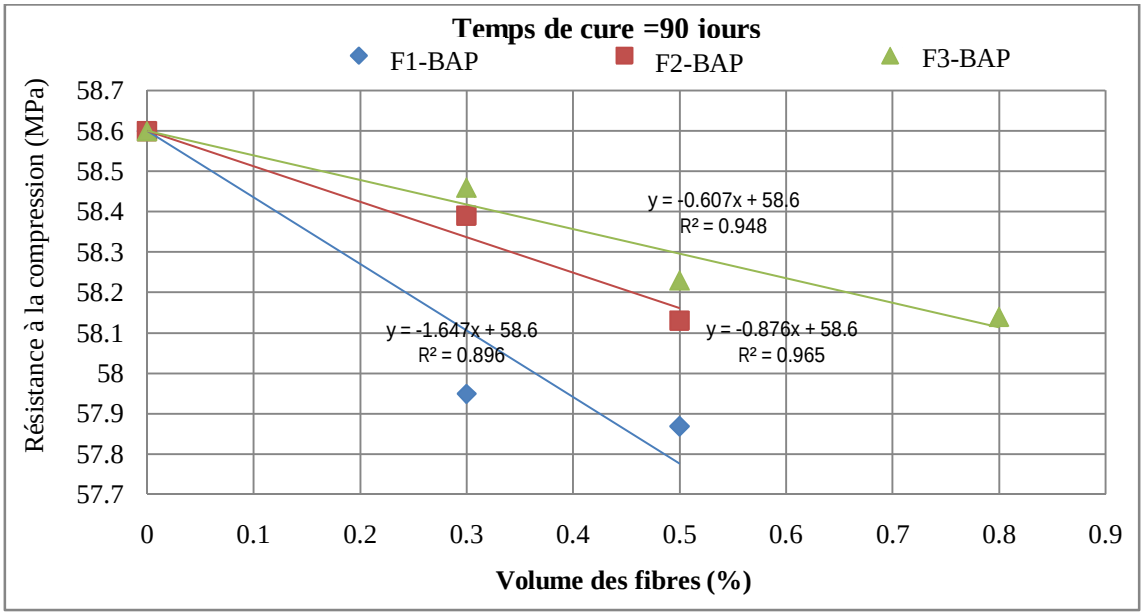


Figure III. 46. Résistance à la compression en fonction des bétons et pourcentage en fibres à 90 jours

Plusieurs études confirment ces résultats à savoir ROSSI P en 1998 [148], qui a montré que les fibres courtes ont toujours des résistances à la compression supérieures à celles du béton à base de fibres longues. Par contre, les fibres longues n'apportent pas d'amélioration en compression. Cependant confirment que les fibres n'apportent pas d'amélioration appréciable en compression [137]. Dans d'autres cas une légère diminution [116-118], peut être dû à l'abaissement de l'ouvrabilité ce qui à provoquer une réduction de la compacité [62, 134].

B. Résistance à la traction par flexion

Les résultats obtenus à 7, 28, et 90 jours des bétons autoplaçant avec différent fraction volumique de fibre sont expliqués par les figure III.47 à VI.49 On constate que la résistance à la traction augmente avec l'augmentation de la fraction volumique des fibres.

On enregistre une amélioration de 66,38 % correspondant au F2-BAP-0.5%, et des gains de 21,86% , 28,25% , 2,27% , 57,06%, 16,66%, 19,77% , 49,44 % pour les : F1-BAP-0,3%, F1-BAP-0,5%, F2-BAP-0,3% ; F2-BAP-0,5%, F3-BAP-0,3% et F3-BAP-0,8 % respectivement.

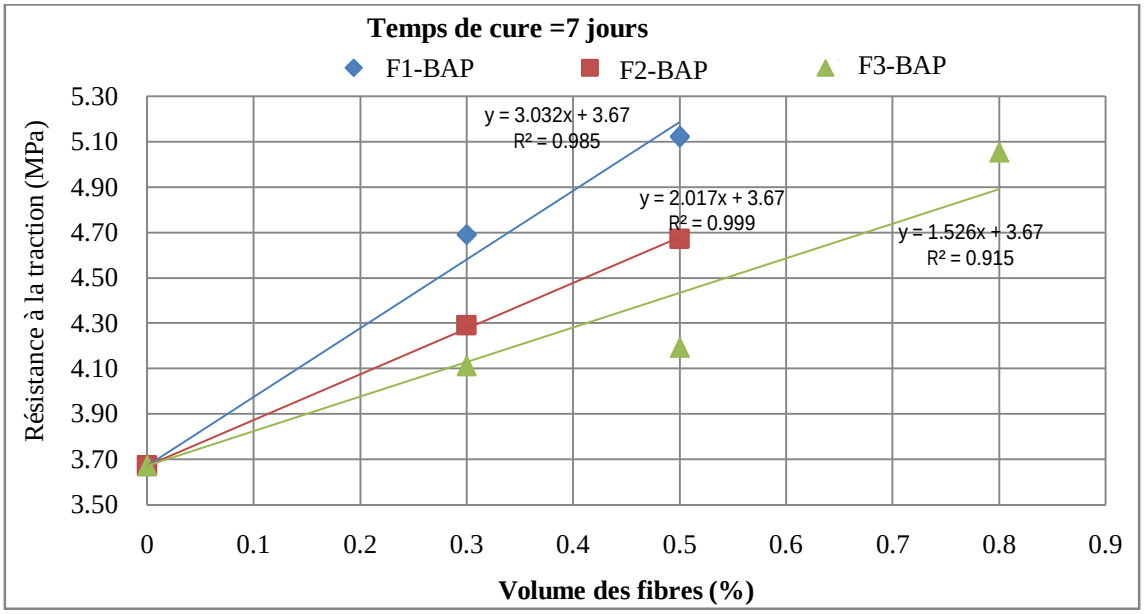


Figure III. 47. Résistance à la traction en fonction des bétons et pourcentage en fibres à 7 jours

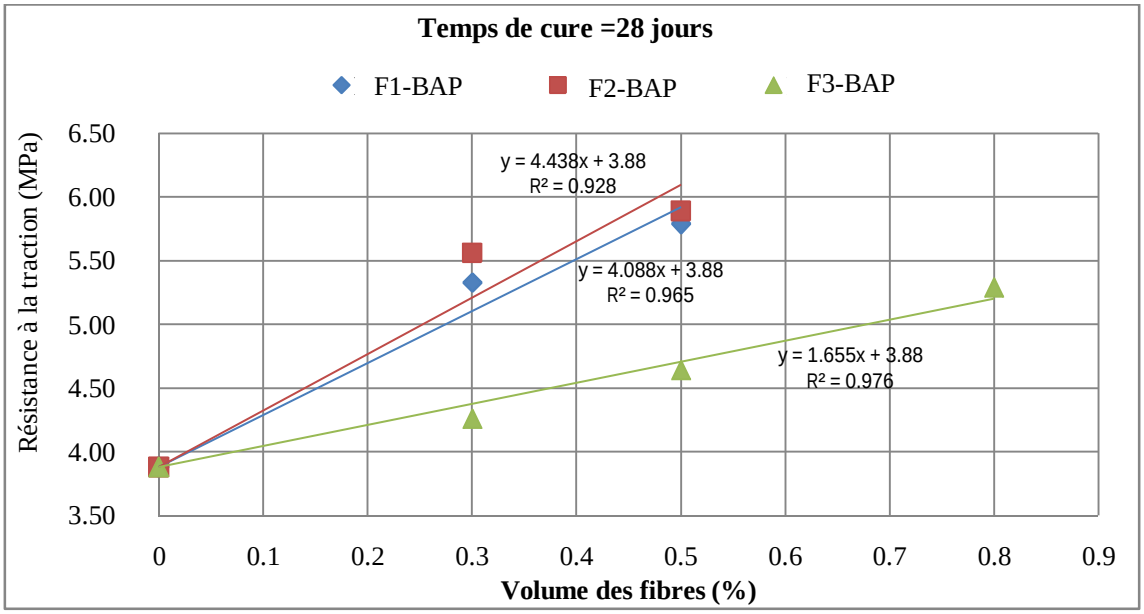


Figure III. 48. Résistance à la traction en fonction des bétons et pourcentage en fibres à 28 jours.

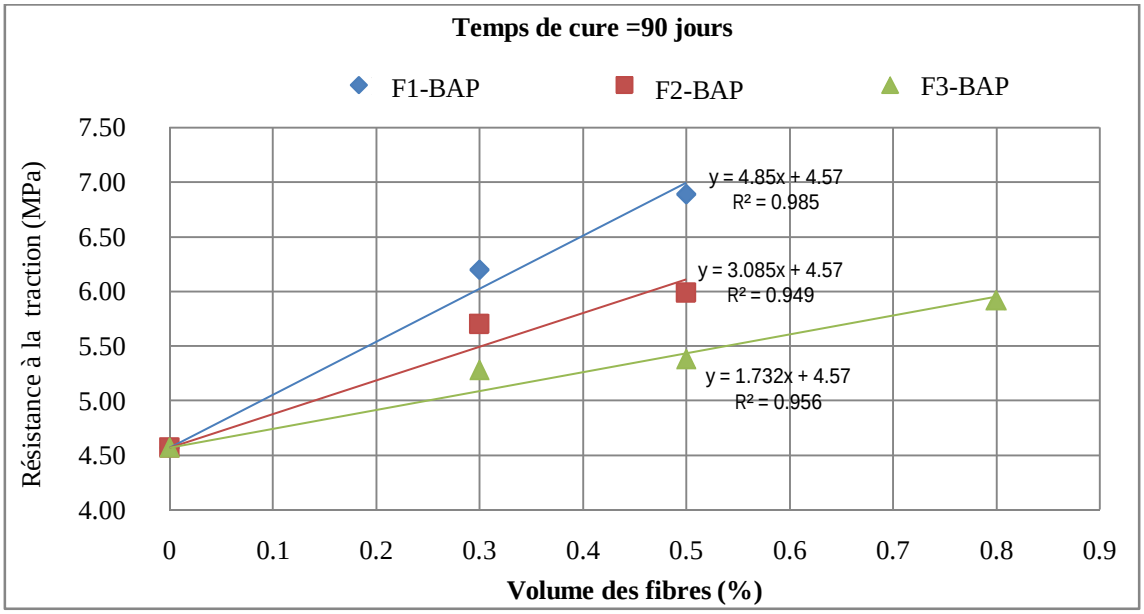


Figure III. 49. Résistance à la traction en fonction des bétons et pourcentage en fibres à 90 jours

Les résultats ont révélé aussi que pour une augmentation de la longueur des fibres, on obtient une amélioration de la résistance à la traction par flexion, si on compare ces bétons, on trouve que plus on augmente la longueur et la fraction volumique des fibres, plus la résistance à la traction par flexion augmente. Une augmentation de la quantité de fibres conduit à une amélioration de la rigidité, et du comportement en flexion des bétons autoplaçants renforcés de fibres [117,133, 148] . Kawamata et al ont montré que l'augmentation de la longueur et du volume des fibres métalliques améliore le comportement à la flexion des bétons [62]. Dans cette étude, les conclusions doivent être entendues dans ces limites, l'auteur ayant utilisé des fibres métalliques de longueurs différentes 8, 16, 24 et 32 mm et un dosage volumique maximal en fibres de 1%. Cela confirme les résultats obtenus pour les bétons de fibres de 50mm (fibre longue).

C. Module d'élasticité

D'après la figure III.50, on remarque l'évolution du module d'élasticité suit la même cinétique de la résistance à la traction, plus on augmente la fraction volumiques, plus le module élastique évolue. La plus grande valeur a été enregistrée pour le 3ème type de fibres de 0.8% comme fraction volumique de l'ordre de 6,8%,et des gains de 3,16% ; 4,65% ;3,55% , 4,87% , 0,55% ,5,38 % et 6,8% pour les : BAPF-R ;F1-BAP-0,3% ;F1-BAP-0,5% ; F2-BAP-0,3%;F2-BAP-0,5%, F3-BAP-0,3% et F3-BAP- 0,5% respectivement.

Cette légère augmentation est engendrée par le phénomène de confinement provoqué par la formation des oursins à l'intérieur des matrices cimentaires permettant l'augmentation de la charge ultime.[132, 133], les fibres de 25mm sont les plus efficaces[115].

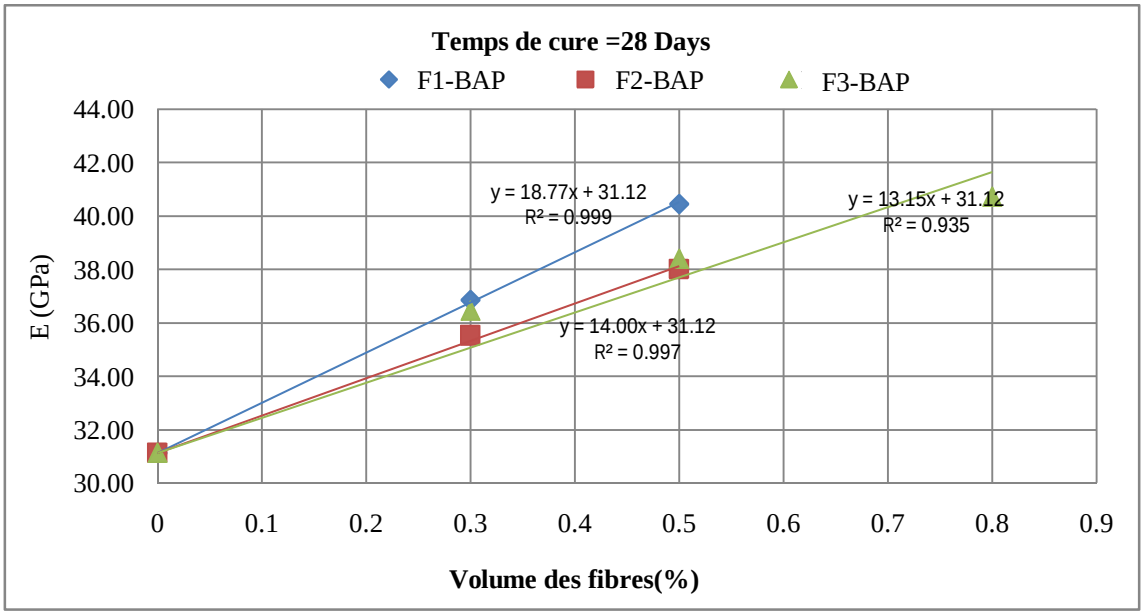


Figure III. 50. Module d'élasticité en fonction des bétons et pourcentage en fibres à 28 jours.

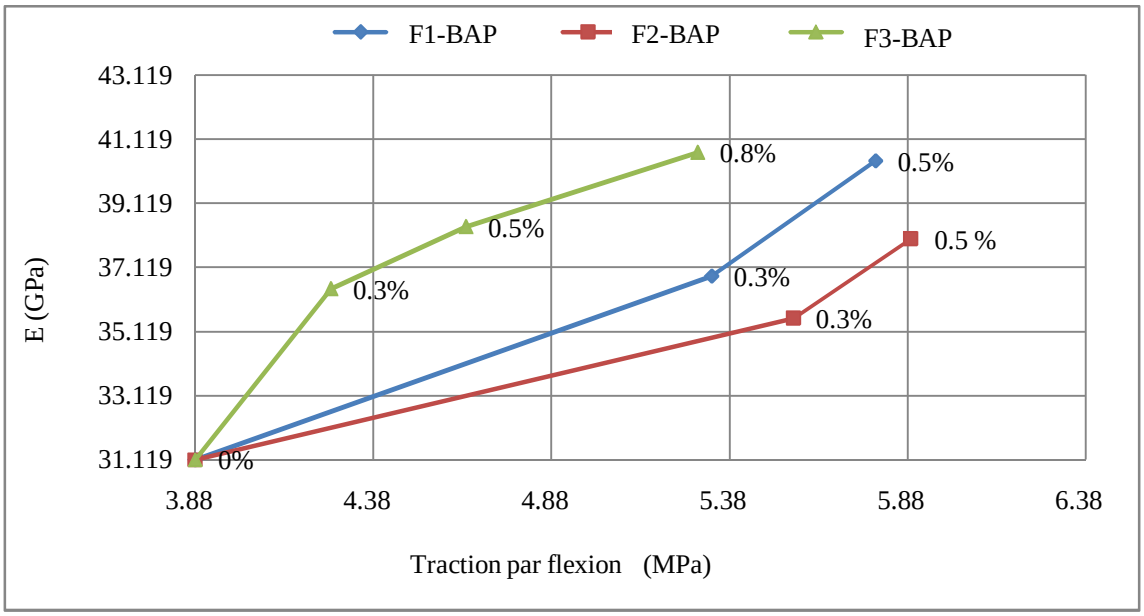


Figure III. 51. Module d'élasticité en fonction de la résistance à la traction .

D. Absorption d'eau par capillarité

D'après les figures (III.52 - III.55) illustrent l'absorption d'eau par capillarité des différents bétons réalisés , on remarque que l'allure d'absorption d'eau des bétons a la même cinétique pour tous les bétons. On remarque que la capacité d'absorption d'eau du béton augment progressive et proportionnelle avec le dosage et de longueur de fibres métalliques incorporées dans le béton, la valeur maximale de l'absorption d'eau correspond au F3-BAP-0.8%.Cette valeur est relativement supérieure par rapport au béton autoplaçant sans fibres BAP, la différence est de l'ordre de 20 %. On a constaté d'après ces résultats que l'introduction de fibres dans le béton autoplaçant se traduit par une augmentation plus ou moins prononcée du volume des vides, associée à une diminution de la compacité du matériau, nos résultats vont dans le même sens que ceux des travaux d'Edgington.J [140].

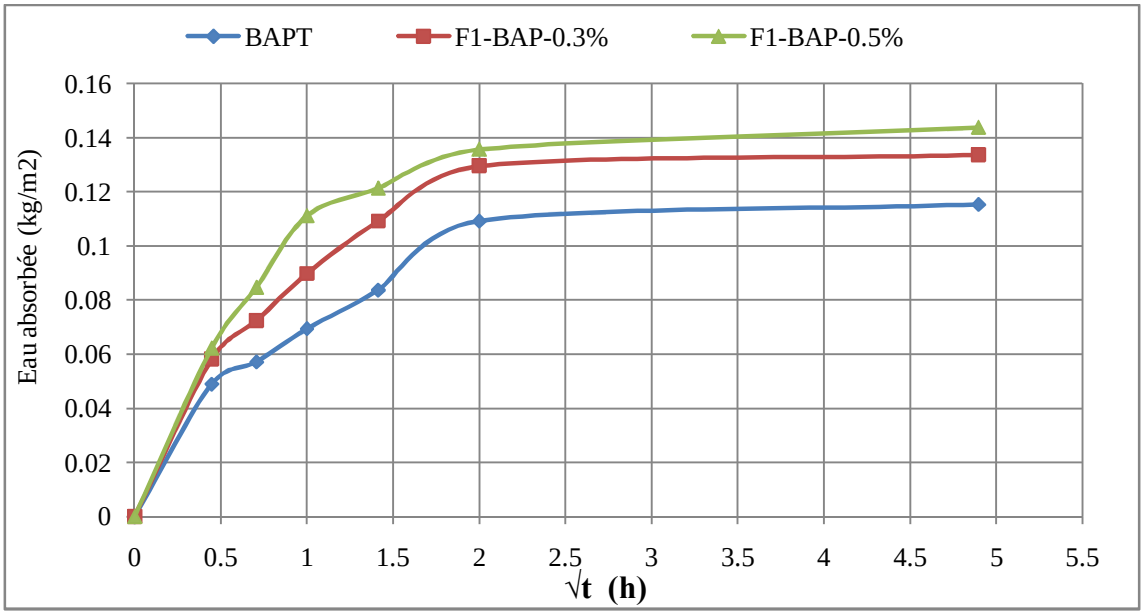


Figure III. 52. Absorption d'eau en fonction de l'âge des F1-BAP.

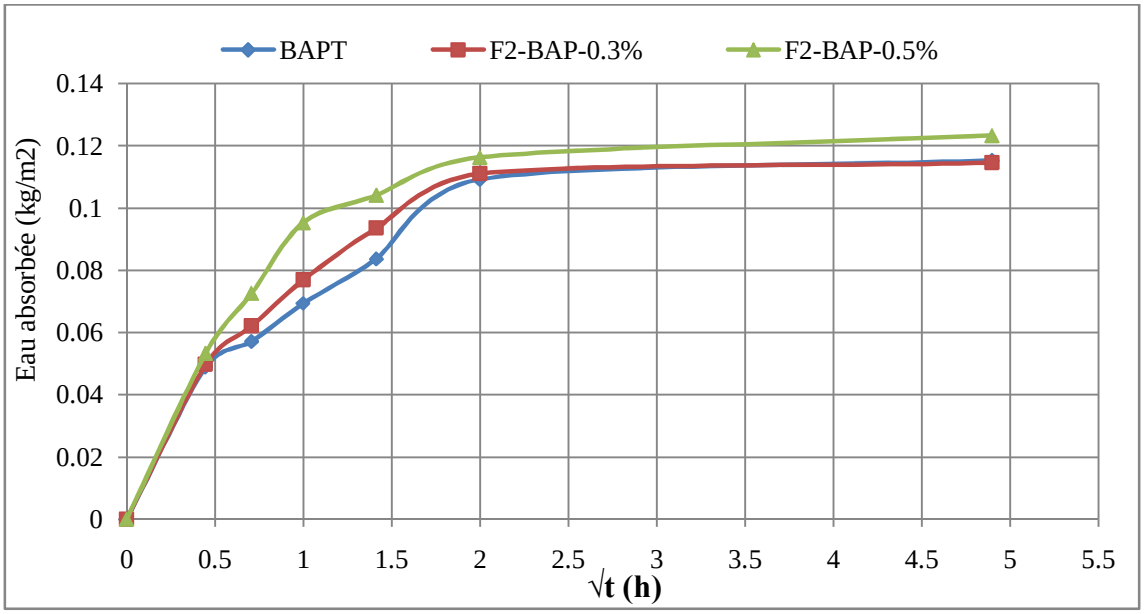


Figure III. 53. Absorption d'eau en fonction de l'âge du F2-BAP.

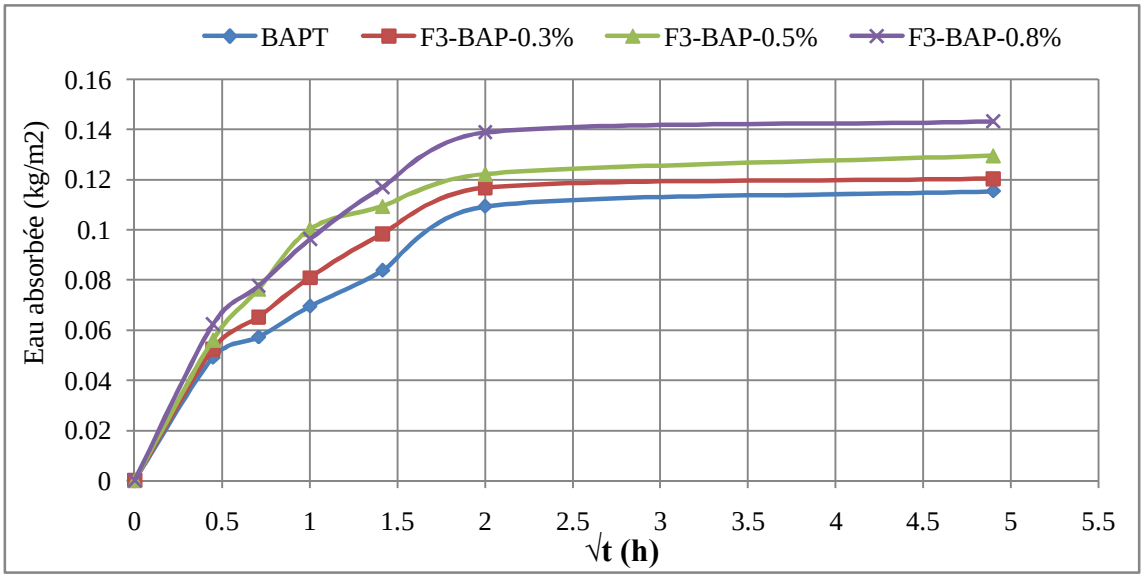


Figure III. 54. Absorption d'eau en fonction de l'âge du F3-BAP .

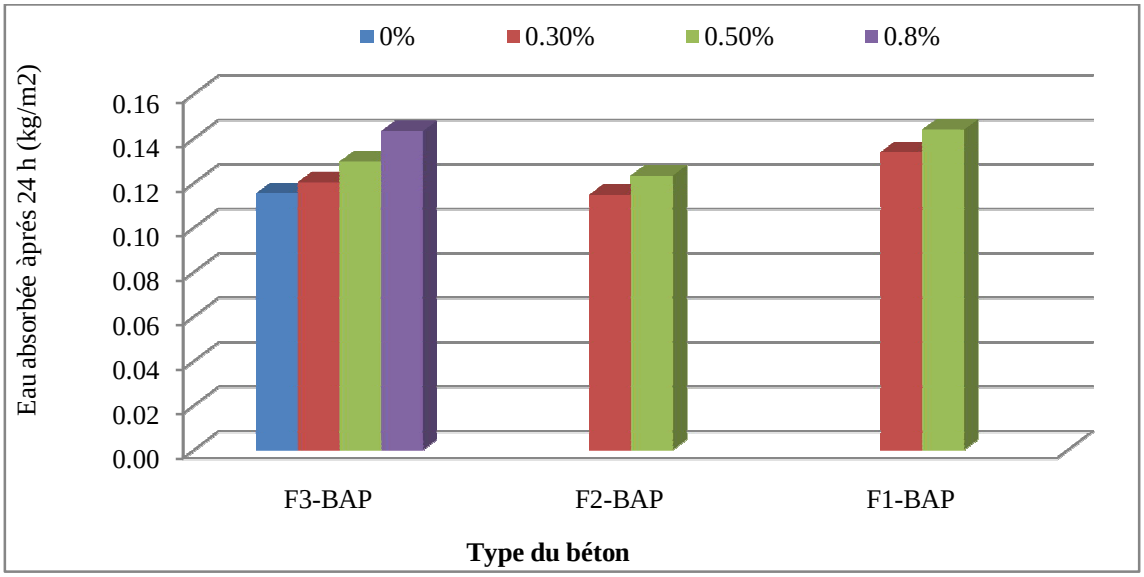


Figure III. 55. Absorption d'eau en fonction du pourcentage des fibres.

E. Variation dimensionnelle

E.1 Retrait

Les figures (III.56 à III.59) présentent le retrait des différents bétons réalisés, on constate que les fibres métalliques quelles que soient leurs formes ayant un effet positif, plus on augmente la fraction volumique des fibres, plus le retrait diminue. La diminution varie entre 12.38 et 28.98 %, la plus petite amélioration correspond au béton F3-BAP-0.3% a base de fibres de 25 mm de longueur , et la plus importante est relative au béton F2-BAP-0.5% à base de fibres de 50 mm de longueur et de 0.5 % comme fraction volumique. On a constaté aussi que plus on augmente la longueur des fibres, quelles que soient leurs formes, le retrait diminue .

Nos résultats confirment ceux déjà obtenus par des études antérieures sur l'influence des fibres d'acier sur le retrait [140-143]: à savoir que les déformations de retrait sont généralement plus petites pour les bétons de fibres comparées à celles du béton normal. Cette réduction est affectée par plusieurs paramètres tels que : La forme et la quantité de fibres semblent être les facteurs les plus importants qui dominent le retrait [145-148] . Les fibres longues sont plus efficaces.

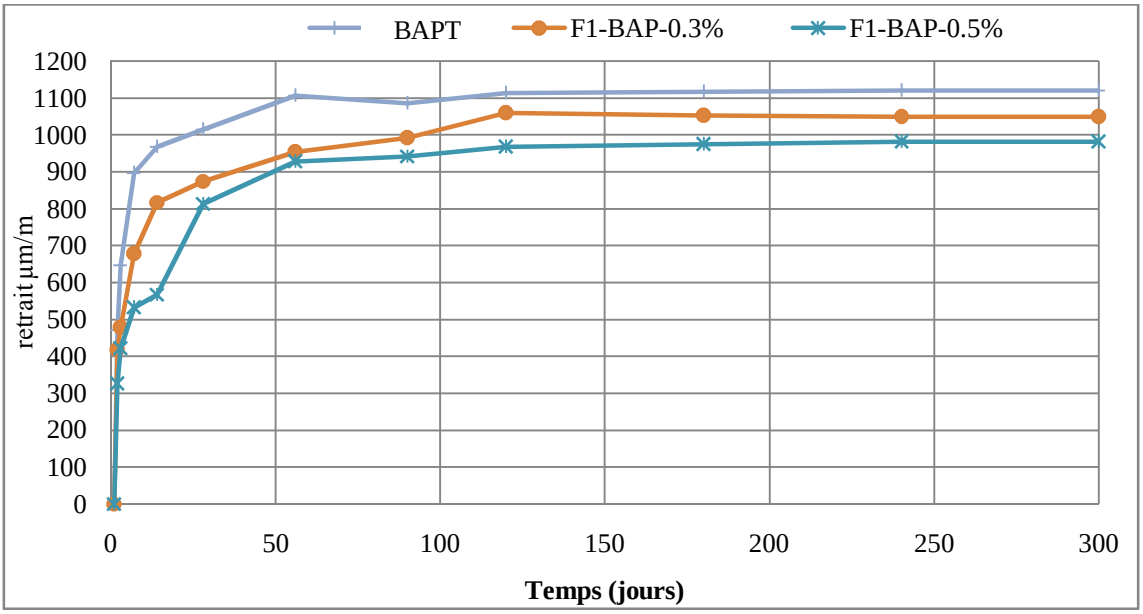


Figure III. 56. Retrait en fonction de l'âge du F1-BAP.

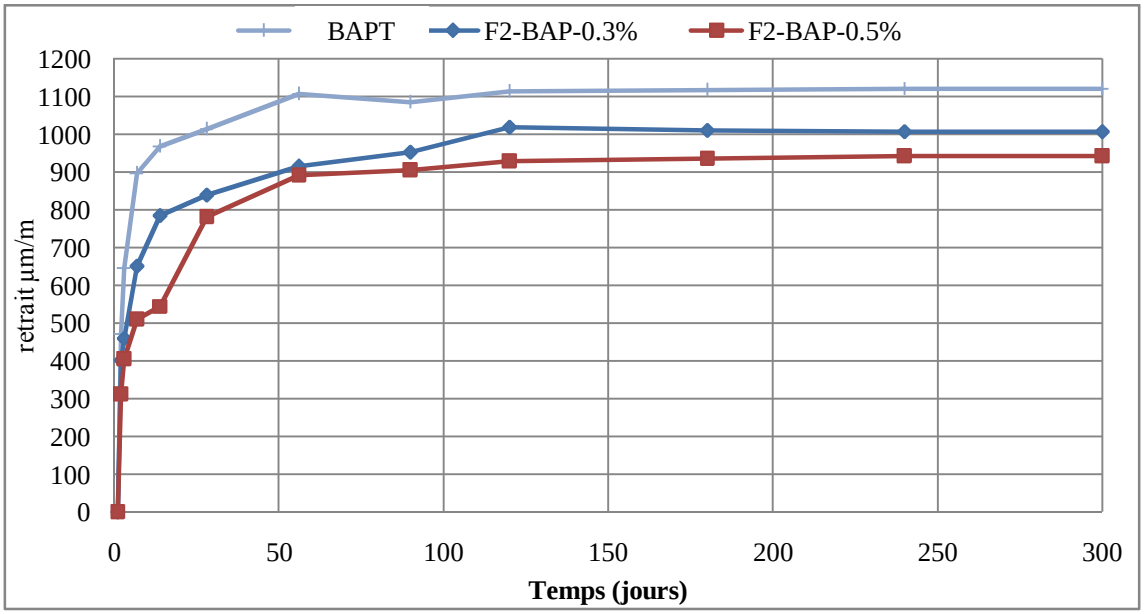


Figure III. 57. Retrait en fonction de l'âge du F2-BAP.

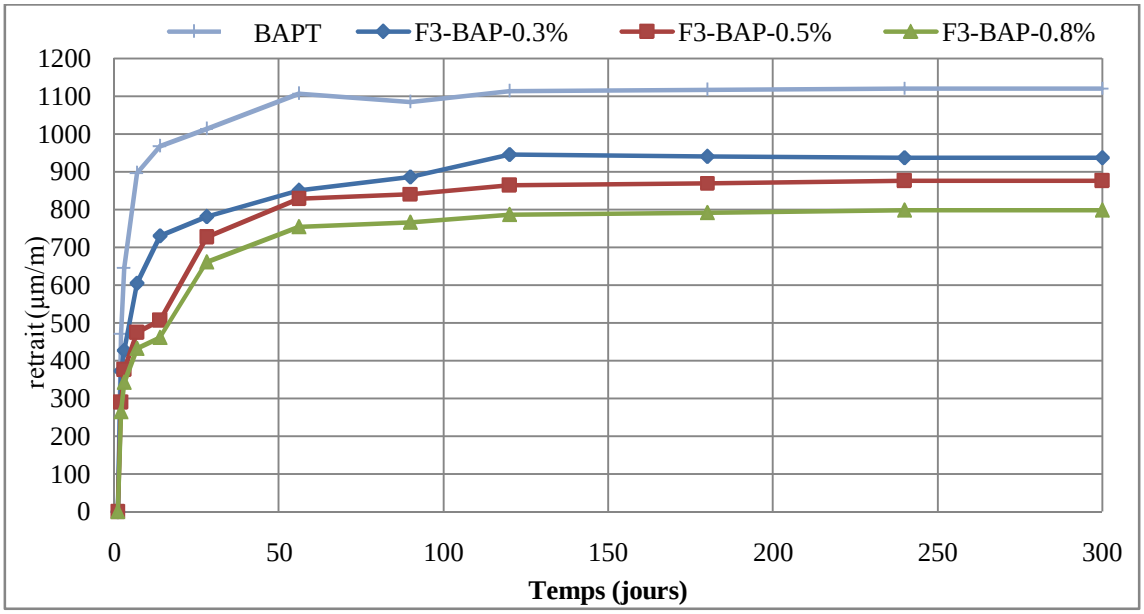


Figure III. 58. Retrait en fonction de l'âge du F3-BAP.

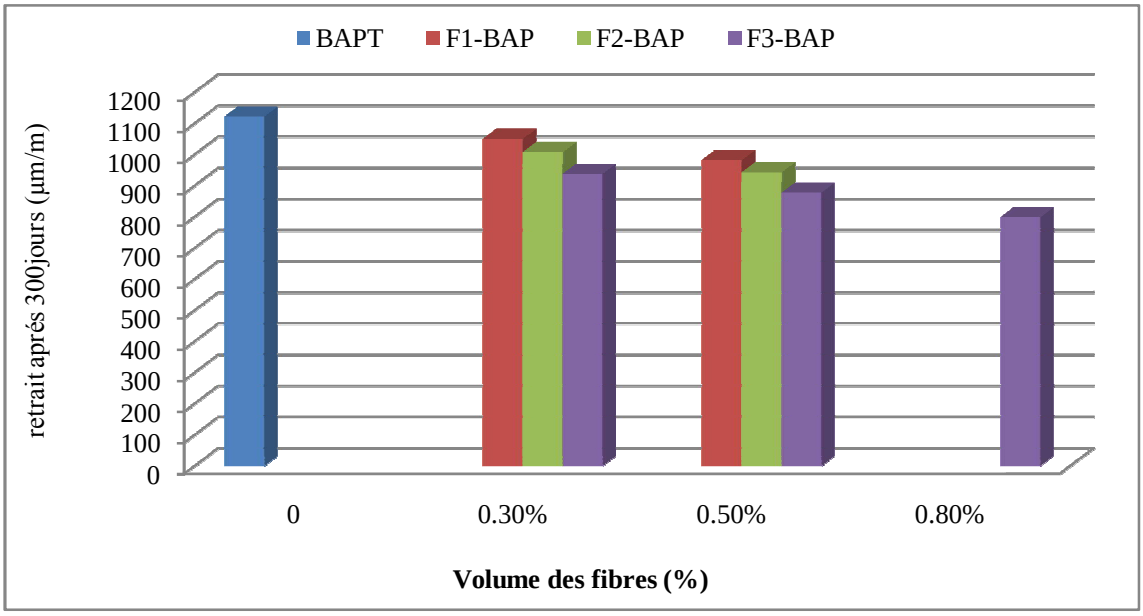


Figure III. 59. Retrait en fonction du volume de fibre.

E.2 Gonflement

D'après les figures III.60 à III.63 de gonflement on peut dire que les fibres métalliques ayant un effet positif, plus on augmente la fraction volumique des fibres, plus le gonflement diminue. La diminution varie entre 35.72 et 47.65%, la plus petite diminution correspond au béton F1-BAP-0.5%, et la plus importante est relative au F3-BAP-0.8%.

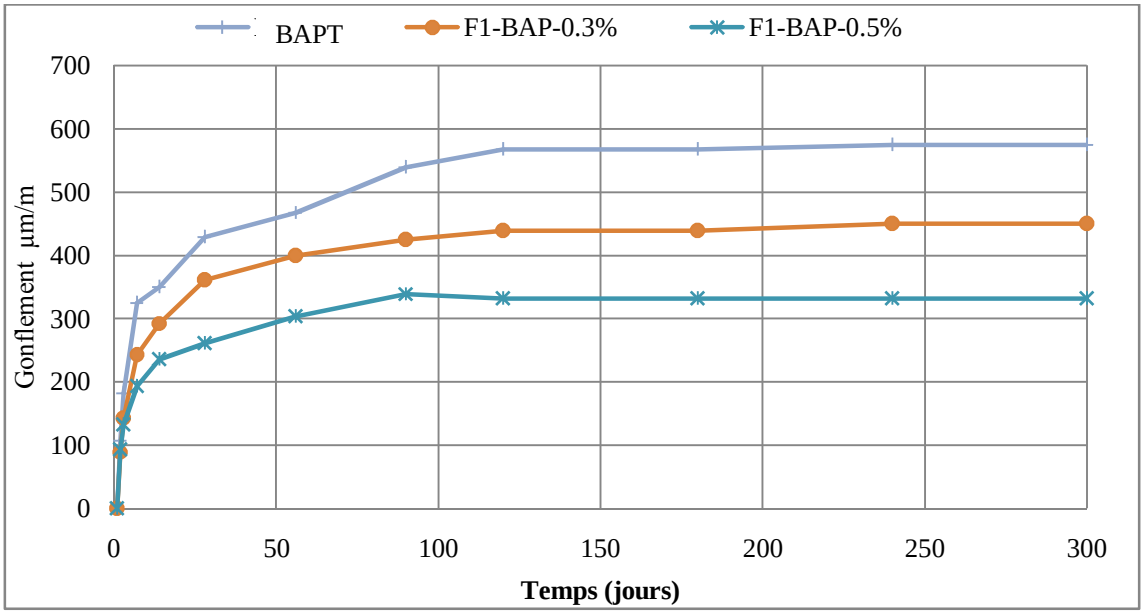


Figure III. 60. Gonflement en fonction de l'âge du F1-BAP.

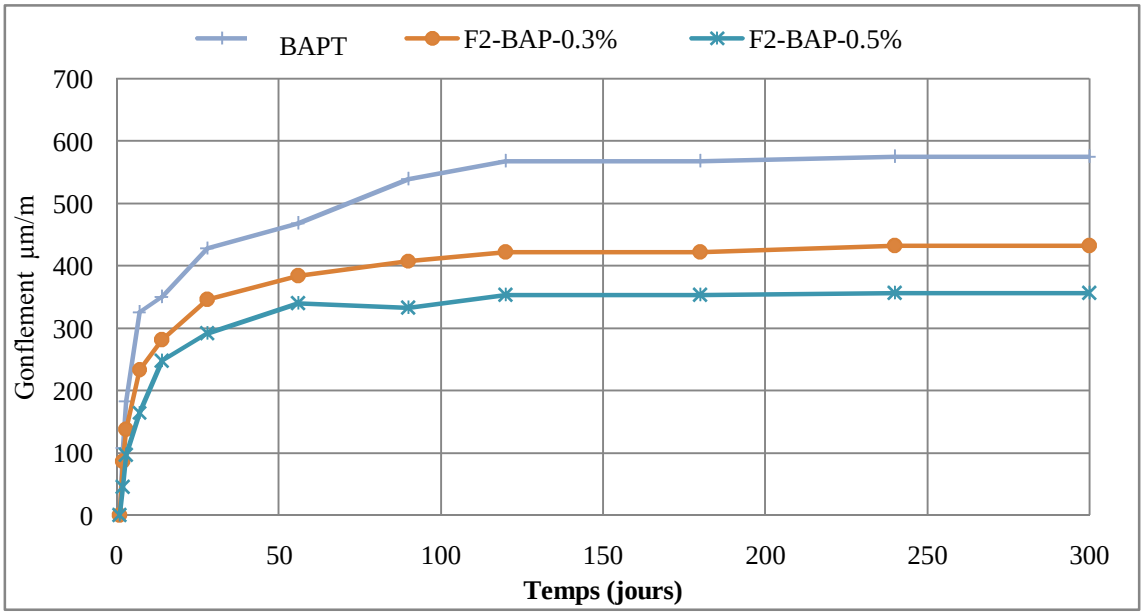


Figure III. 61. Gonflement en fonction de l'âge du F2-BAP.

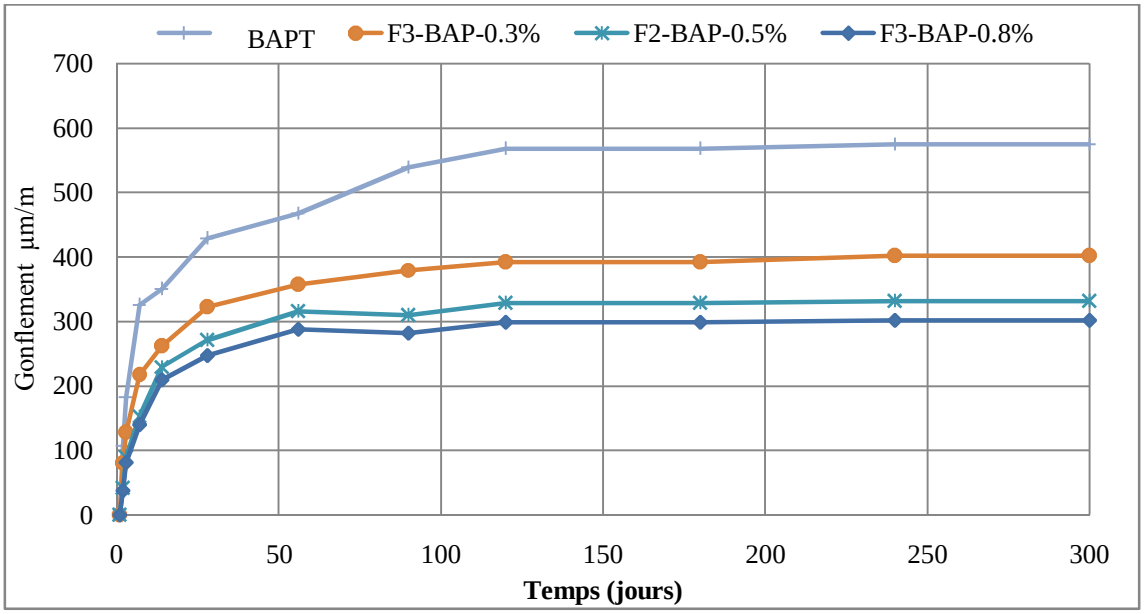


Figure III. 62. Gonflement en fonction de l'âge du F3-BAP.

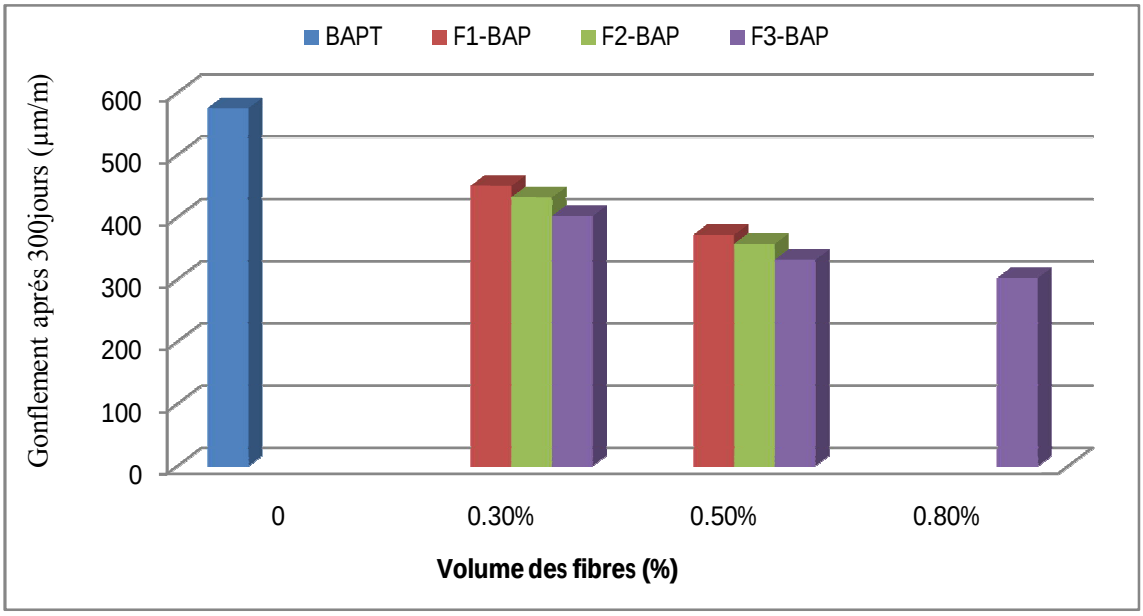


Figure III. 63. Gonflement en fonction du volume de fibre.

Le phénomène ci-dessus peut être expliqué par le frottement qui existe le long de la frontière de contact entre les fibres et la matrice. Ce joint de frottement peut réduire la déformation du retrait et raisonnablement redistribuer la tension mal équilibrée due au retrait. Une grande teneur des fibres ou un grande proportion d'aspect peut augmenter l'aire de contact entre les fibres et la matrice ; et peut par conséquent augmenter l'ensemble de la force de joint et pendant ce temps réduire la déformation du retrait. Dans le même contexte, l'augmentation de la longueur des fibres favorise de plus les forces de frottements et réduisent considérablement le retrait [146,148].

III.2.3. Renforcement bu béton ordinaire par béton autoplaçant fibré

La négligence des paramètres de formulation dans nos chantiers mène à des résistances faibles, nous avons obtenu une résistance caractéristique à 28jours égaux à 15,25MPa, d'où les valeurs recommandées sont de l'ordre de 20 MPa [149]. Dans le but d'étudier l'effet des bétons autoplaçants fibrés sur la réparation de ce type de béton, les caractéristiques des réparations sont représentés dans les sections survivantes.

III.2.3.1. Résistance à la compression des bétons renforcés

On a constaté d'après la figure III.64-III.66, que plus qu'on augmente le fraction volumique des fibres, plus la résistance est amélioré, on a enregistré une amélioration de l'ordre de 68,73% ; 71,87% ; 79,87% ; 80,98% ; 98,62% ; 70,89% ; 97,25% et 121,5% pour les :BR-0% .; F1-BR-0,3% ;F1-BR-0,5% ;F2-BR-0,3%; F2-BR-0,5%; F3-BR-0,3% ,F3-BR-0.5% et F3-BR-0.8% respectivement. Cette augmentation due à la bonne adhérence entre l'ancien et le nouveau béton, le phénomène de confinement assuré par les qualités de béton de réparation. Ces résultats seront confirmés par les résultats de traction par flexion et modules élastiques des différentes variables étudies.

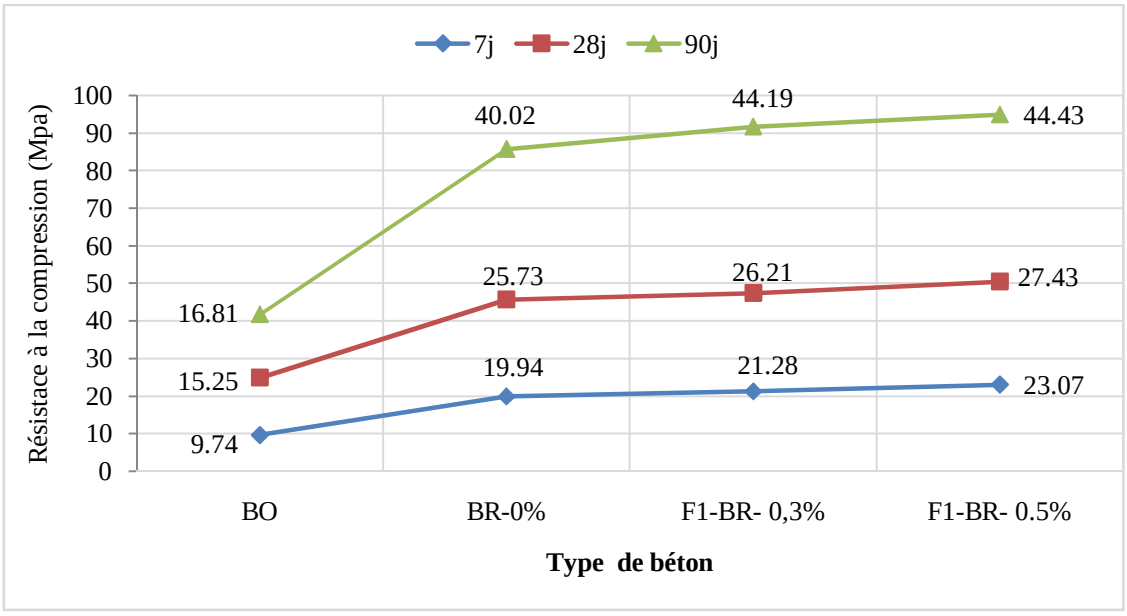


Figure III. 64. Résistance à la compression du béton F1-BR.

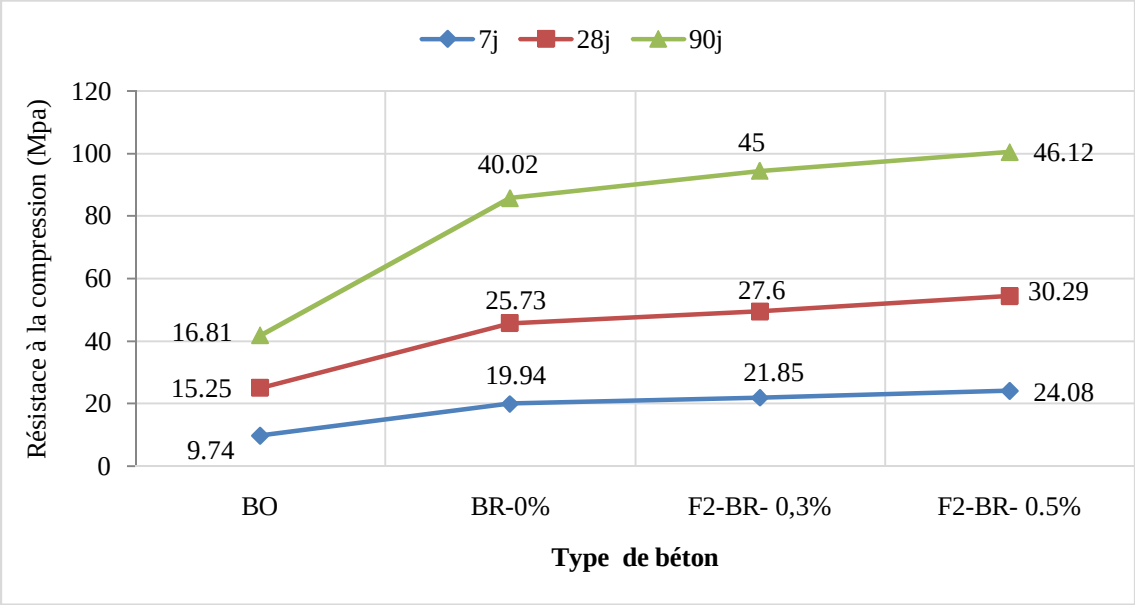


Figure III. 65. Résistance à la compression du béton F2-BR.

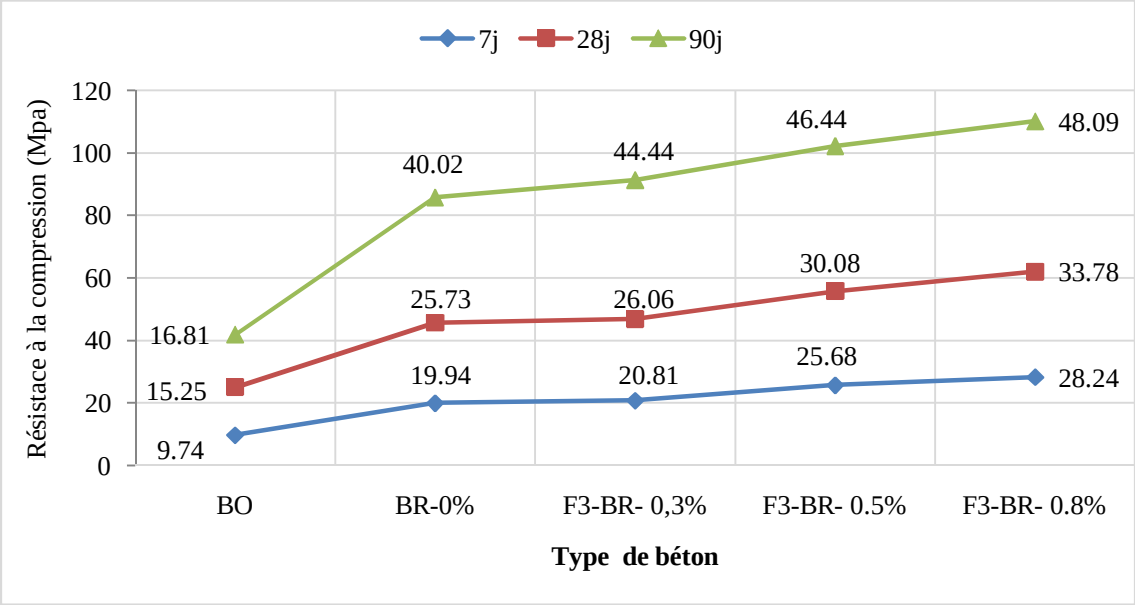


Figure III. 66. Résistance à la compression du béton F3-BR.

III.2.3.2. Résistance à la traction par flexion des bétons renforcés

Dans le but d'étudier l'effet des bétons autoplaçants fibrés sur la réparation de ce type de béton, on a constaté aussi d'après la figure III.67 à III.69 que plus qu'on augmente le fraction volumique des fibres, plus la résistance est amélioré, on a enregistré une amélioration de l'ordre de 105,39%; 149,51%; 164,21%; 155,88%; 177,45%; 110,78%; 116,17% et 162,25%

pour les :BR-0%, BRF1 0,3%; F1-BR-0,3%; F1-BR-0,5%; F2-BR-0,3%; F2-BR-0,5%; F3-BR-0,3% ,F3-BR-0.5% et F3-BR-0.8% respectivement.

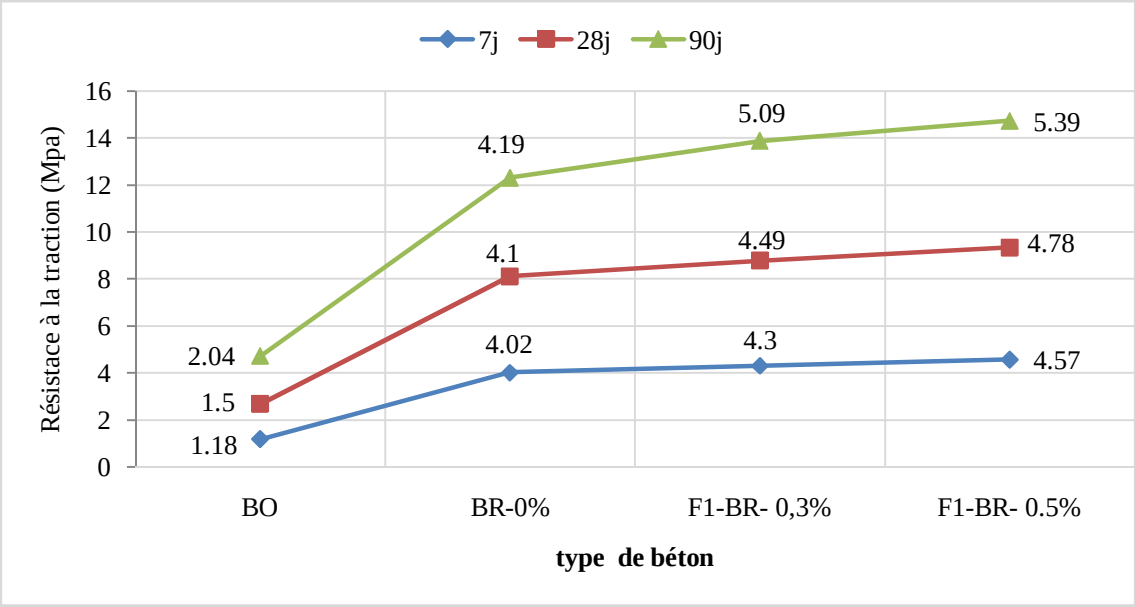


Figure III. 67. Résistance à la tractionpar flexion du béton F1-BR.

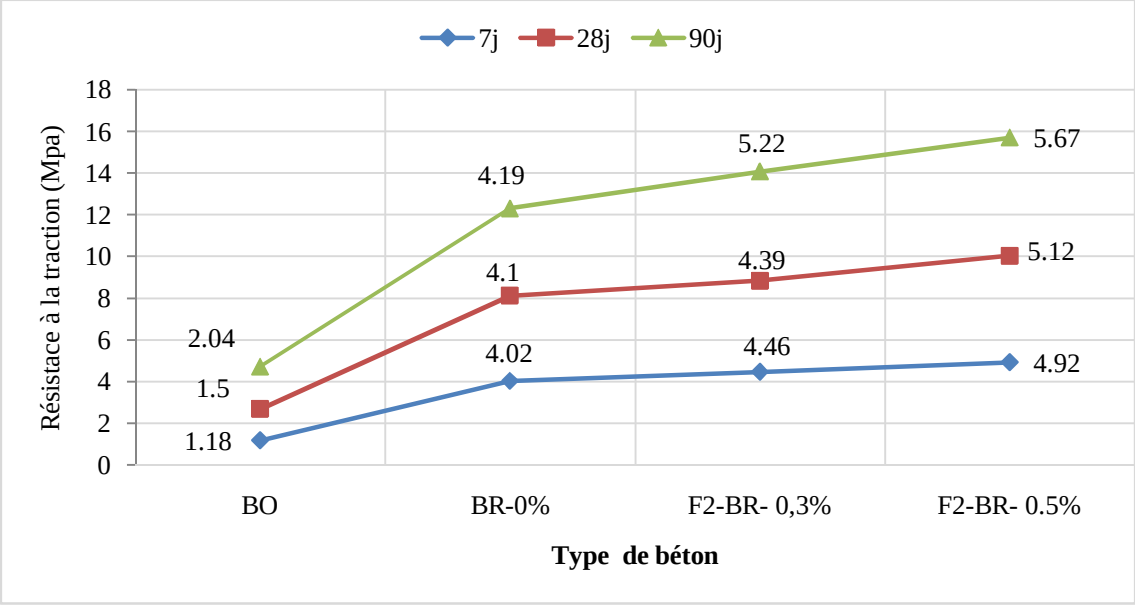


Figure III. 68. Résistance à la traction par flexion du béton F2-BR.

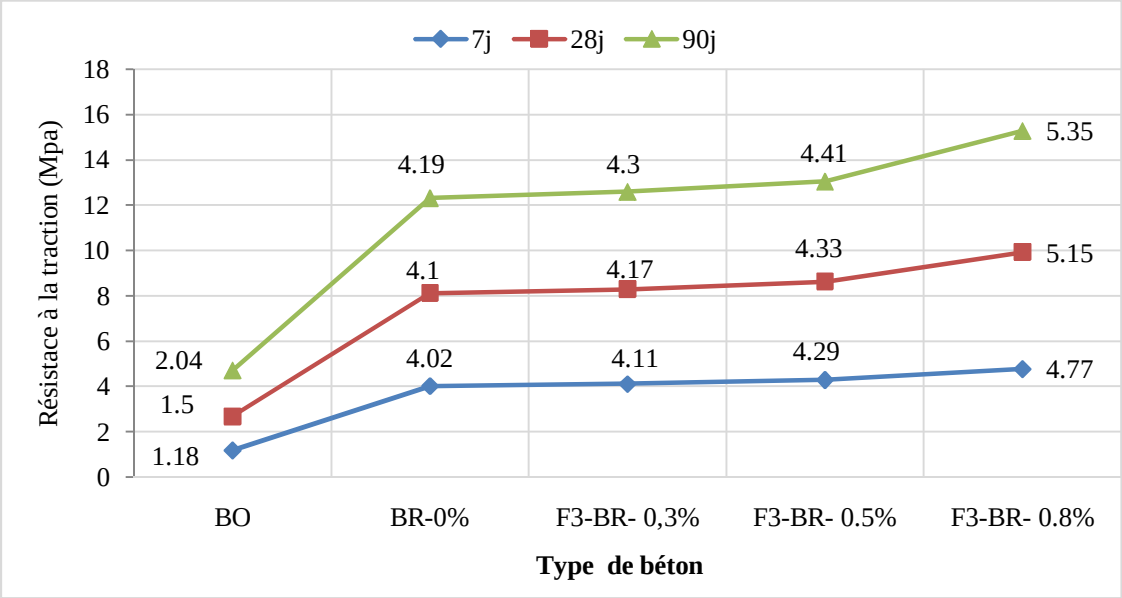


Figure III. 69. Résistance à la traction du béton F3-BR.

L'utilisation de fibres dans le matériau de réparation permet d'abord de limiter la propagation de la fissuration de la nouvelle couche. En limitant l'ouverture des fissures, les fibres empêchent les fissures d'atteindre l'interface entre le nouveau et le vieux béton et donc diminuent les chances de décollement de la réparation [95].

Il est important également de tenir compte de la résistance en traction du matériau. Un matériau ayant un module d'élasticité plus élevé possède généralement une résistance en traction plus grande [89].

Conclusions générales

L'objectif de ce travail est de déterminer l'effet de l'incorporation des fibres métalliques

Sur les propriétés rhéologique, le comportement mécanique des bétons ainsi que l'étude du rnforcement (réparation) du béton ordinaire par le béton autoplaçant fibré. L'analyse des résultats expérimentaux nous permettent de tirer les conclusions suivantes :

1-Mortier autoplaçant fibré

- Le comportement rhéologique des MAPF suit le modèle de Herschel Berkley.
- L'augmentation de la fraction volumique des fibres métalliques mène à une amélioration de la viscosité et une augmentation la contrainte de cisaillement du MAPF .
- Un risque de ségrégation important du MAPF constaté pour un dosage en fibres dépassant les 1.5%.
- Un dosage optimal en fibres métalliques de 2% contribue à l'amélioration des résistances en compression et en traction des MAPF.

2-Béton autoplaçant fibré (BAP)

2.1. Effet de la longueur des fibres métalliques

- Un risque de blocage du BAPF est souligné pour un dosage supérieur à 1%, 0.8% et 0.5% en fibres métalliques respectivement pour la longueur de 35mm, 40 mm et 50 mm.
- la résistance à la traction du BAPF augmente avec l'augmentation du facteur fibre (Vf.L/D) qui induit une augmentation de la surface d'adhérence au béton. Ceci n'est pas valable pour la compression car le facteur fibre probablement a contribué à l'augmentation de la porosité .
- Le facteur fibre (Vf.L/D) augmente et induit une augmentation de la surface élastique adhérée au béton ceci contribue à l'augmentation de l'élasticité du BAPF
- Les variations dimensionnelles (retraits et gonflement) du BAPF diminuent en fonction de l'augmentation combinée de la longueur et du volume des fibres.

2.2. Effet du type des fibres métalliques

- Quelque soit le type de fibre, Vf augmente engendre une diminution de l'écoulement du BAPF, avec une résistance à la ségrégation satisfaisante.
- La forme crochet (F2-Lf=50mm) améliore mieux les propriétés mécaniques du BAPF à l'état durci.

- Quelque soit le type de fibre, le retrait diminue et la forme crochet (F3-Lf=30mm) est celle qui réduit plus le retrait. Ceci est valable pour le gonflement .

- Quelque soit le type de fibre, l'augmentation du Vf engendre une augmentation de la porosité et par conséquent l'absorption du béton augmente.

2.3. Béton ordinaire renforcé par BAPF

- La faisabilité du renforcement par le béton autoplaçant à base de fibre métallique.

- La fibre de forme F3 avec Lf=30mm, donne les meilleurs résultats pour le renforcement du BO par le BAPF .

Sur la base, le BAP à base des fibres ondulés de 50 mm de longueur utilisé avec une fraction volumique de 0.5% (F50-BAP-0.5%) semble être le meilleur à l'état frais et durci. Pour la forme crochet les meilleurs résultats sont trouvé pour F2 avec un dosage optimal de 0.5%, concernant le renforcement du béton ordinaire par un BAPF, on recommande aux utilisateurs du domaine du BTP la fibre de forme F3 (L=30mm) avec un pourcentage optimal de 0.8% .

PERSPECTIVES

Dans la continuité des travaux réalisés dans le cadre de cette recherche et sur la base des résultats importants trouvés, des travaux restent à mener dans plusieurs axes à savoir :

- Renforcement des éléments structuraux (poutres, poteaux…etc) par le BAPF.
- Utilisation d'autres types de fibres (PET, Polypropylène,…etc) dans le béton autoplaçant.
- Etude de la durabilité des bétons autoplaçants fibrés.
- Utilisation des BAPF à la réparation des éléments de structures dégradées ou endommagées.

Il convient donc, de bien connaitre le matériau que l'on utilise. La confection d'un béton de qualité repose sur une connaissance approfondie des propriétés des matériaux qui le composent : le béton autoplaçant de fibres métalliques peut constituer une alternative économique intéressante mais nécessitent des précautions élémentaires avant toute utilisation.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1] Khayat. K., "Les bétons autonivelants, Les bétons, bases et données pour leur formulation », p 479-483,Eyrolles, 1997 .

[2] Haddad. O., "1er congres international sur la technologie et la durabilité du béton à Alger" , les 24,25 et 26 Ma i 2004 .

[3] AFGC,"Association Française de Génie Civil", Bétons autoplaçants– Recommandations provisoires, Juillet 2002, 63 pages .

[4] Ozawa. K., Tagtemsirikul. S., Maekawa. K., "Role of materials on the filing capacity of fresh concrete", In Proceedings of The Fourth CANMET and ACI International Conference on fly ash, silica fume, slag and natural pozzolans in concrete, American Concrete Institute, May1992, pp212-137.

[5] WITTMANN. F. H., " Propriétés de la pâte de ciment durcie. " , Septième congrès international de la chimie des ciments : rapports principaux, Paris. 1980, Vol. I, Sous thème VI-2, 16 pages.

[6] Turcry. P., "Retrait et fissuration des bétons autoplaçants – Influence de la formulation", Thèse de doctorat, Ecole Centrale de Nantes - Université de Nantes, 2004.

[7] Okamura. H., Ozawa. K., Ouchi. M., "Self-compacting concrete". Structural Concrete, 17, March 2000.

[8] Okamura. H., Ouchi. M., "Self Compacting Concrete: Development, present use and future", In self compacting concrete: Proceedings of the first international RILEM symposium, A. Skrendahl, and O. Petersson, Eds. RILEM Publications, Cachan, France, 1999.

[9] Ozyildrim. C., Lane. D.S., " Investigation of Self Compacting Concrete ", Virginia Transportation Research Council, 2003.

[10] Ozawa. K., et. al. "Development of high performance concrete based on the durability design of concrete structures», Proceedings of the second East-Asia and Pacific Conference on Structural Engineering and Construction (EASEC), Vol.1, pp 445-450, January, 1989.

[11] Ouchi. M., Nakamura. S., Osterberg. T., Hallberg. S., "Applications of Self Compacting Concrete in Japan, Europe and the united state", Mar 2005.

[12] Sedran. T., "Les bétons autonivelants (BAN) – Synthèse bibliographique". Volume no196of ref,3889. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, pages53–60.

[13] AFGC. Recommandations pour l'emploi des bétons autoplaçants. AFGC, page 128 pages, 2008.

[14] NF EN 206-90. Règles complémentaires pour le béton auto-plaçant, Juin 2010.

[15] Bury. MA., Christensen BJ., "The role of innovative chemical admixture in producing self consolidation concrete". Proceedings of the first North American conference on the design and use of self consolidating concrete - Chicago, ACBM :141–146, 2002.

[16] Nakamuraand.H., Ogawa. S,.. "Influence of interaction between sand and superplasticizer on the fluidity of concrete". Proceedings of the Japan Concrete Institute,Vol. 21, N°2 :181–186, 1999.

[17] Aïtcin. PC., Jiang. S., Kim . BG., Nkinamubanzi. PC., P´etrov. N., " L'interaction ciment : superplastifiant. cas des polysulfonates". Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, Vol. 233 :87–98, Juillet-Aoˆut 2002.

[18] Bethmont. S., "Mécanismes de ségrégation dans les BAP. In Thèse de doctorat", Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. 2005.

[19] Shindoh T., Matsuoka YH., "Development of combinaison type Self compacting concrete and Evaluation test methods" .Journal of advanced conrete technology, Vol. 1 no1 :26–36, 2003.

[20] Flatt .RJ., Houst .YF., "A simplified view on chemical effects perurbing the action of superplasticizer". Cement and concrete research, Vol. 31 :1169–1176, 2001.

[21] Sugamata. T., Umezawa . K., Okazawa. S., "A study of particle dispersing retention effect of polycarboxylate-based superplasticizers". Transactions of NMB Central Research Laboratories Japan, Vol. 13 :7–14, 2000.

[22] Kalifa.P., Chene. G., Galle.C.,"High-temperature behaviour of HPC with polypropylene fibers from spalling to microstructure". Cement and concrete research, Vol. 31 :1487–1499, 2001.

[23] Schwartzentruber L., Le Roy R., Cordin J.,. "Rheological behaviour of fresh cement pastes formulated from a self compacting concrete". Cement and Concrete Research, Vol. 36 N°7 :1203 1213, 2006.

[24] Hsu. KC., Chiu. JJ., Chen S.D., Tseng YC., "Effect of addition time of a superplasticizer on cement adsorption and on concrete workability". Cement and concrete composites, Vol. 21 N˚5 :425–430, 1999.

[25] DeLarrard F., Bosc. F., Catherine. C., Deflorenne. F., "La nouvelle méthode des coulis de l'AFREM pour la formulation des bétons à hautes performances". Bulletin de Liaison des Ponts et Chaussées, Vol. 202 :61–69, 1996.

[26] Kuroiwa S., Matsuoka Y., Hayakawa M., Shindoh T., "Application of super workable concrete to construction of 20-story building. American Concrete Institute SP140" , High Performance Concrete in Severe Environments, D´etroit :163–186, 1993.,

[27] Pleau R., Beaupré .D., Khayat. K., Bona. B., Lacombe. P., "Entraînement de l'air et résistance au gel des bétons autonivelants". Colloque sur les bétons autonivelants, ed. Kamal Khayat, Sherbrooke, Québec, 1996.

[28] Park. CK, Noh. MH., Park. TH., "Rheological of cementitios materials containing mineral admixtures". Cement and Concrete Research, Vol. 35, N˚5 :842–849,2005.

[29] Ferraris. CF., Obla. KH., Hill . R.., "Influence of mineral admixtures on the rheology of cement paste and concrete". Cement and Concrete Research, Vol. 31, N˚2 :245–255, 2001.

[30] Shi. Y., Tanigawa. Y., Mori .H., Kurokawa. Y., "A study of effect of superfine powder son fluidity of cement paste". Transactions of the Japan Concrete Institute, Vol. 20, N˚2 :9 14, 1998.

[31] Carlsward. J., Emborg. M., Utsi S., Oberg. P., " Effect of constituents on the workability and rheology of self-compacting concrete". Proceeding of the Third international RILEM conference on SCC, Island, Proceedings PRO 33 :143–153, 2003.

[32] Ferraris. CF., Obla KH., Hill. R., "Influence of mineral admixtures on the rheology of cement paste and concrete". Cement and Concrete Research, Vol. 31, N˚2 :245–255, 2001.

[33] Zhu. W., Gibbs JC., "Use of different limestone and chalk powders in selfcompacting concrete". Cement and Concrete Research, Vol. 35, N˚8 :1457–1462,2005.

[34] Baron J., Ollivier. JP., "Les bétons : Bases et données pour leur formulation". Edition Eyrolles, 1999.

[35] Khayat KH., Guizani. Z., "Use of viscosity modifying admixtures to enhance stability of highly fluid concrete". ACI Materials Journal, Vol. 94 N˚4 :332–340,1997.

[36] ChristophBraquenier.J., "Le Béton Autoplaçant ou Autocompactant ", Recherche et Etude, pp14-22, Automne 2000.

[37] Turcy. P., Loukili. A., " Différentes approches pour la formulation des bétons autoplaçants, Influence sur les caractéristiques rhéologiques et mécaniques" , Revue Française de Génie Civil. Volume 7- n° 4/2003, pp 425-450.

[38] Courrazé. G., Grossiord .JL., " Initiation à la rhéologie 3 ", Tec& Doc, (2000).

[39] Nguyen. HM., " Comportement rhéologique des suspensions concentrées ", Mémoire DEA, INSA Rennes, 1996, 82p.

[40] Poitou. A, Racineux. G., " A squeezing experiment showing binder migration in concentrated suspension ", J. Rheol,2001;45: 609.

[41] De larrard. F., Belloc. A.," L'influence du granulat sur la résistance à la compression des bétons ", Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées – 219 – janvier –février 1999 – REF, 4246 – PP.41-52.

[42] Coussot. P., Grossiard J., " Comprendre la rhéologie, de la circulation du sang à la prise du béton ", EDP Science, 2002.

[43] Couarraze. G., Grossiord. JL., " Initiation à la rhéologie ", Lavoisier. 1983.

[44] Ferraris. CF., "Measurement of the Rheological Properties of High Performance Concrete: State of the Art Report ", J. Res. Natl. Inst. Stand. Technol, vol. 104 (5), 1999, pp. 461-478.

[45] Nehdi. M., Rahmam. M-A., " Estimating rheological properties of cement paste using various rheological models for different test geometry, gap and surface friction ", Cement and concrete research, vol. 34, 2004, pp. 1993-2007.

[46] Amziane. S., " Contribution à l'étude des matériaux cimentaires à l'état frais ", Habilitation à Diriger des Recherches en Sciences 2005 Université de Bretagne sud, 2005.

[47] Hu. C., de Larrard. F., " The rheology of fresh high performance concrete ", Cement and concrete research, vol. 26, 1996, pp. 283-294.

[48] Wallevik. OH., " Rheology - a scientific approach to develop self-compacting concrete ", In Proceedings of international RILEM Symposium on Self- Compacting Concrete, Reykjavik, Islande, vol. 33 ,:2003,pp. 23-32.

[49]A.E., (1985) « Fiber Reinforcement for Concrete, » Concrete International: Design and Construction, Vol. 7, No. 3, pp 21-25.

[50]Romualdi. J.P.,Batson. G.B., " Mechanics of Crack Arrest in Concrete" , Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 89, No. EM3, pp 147-168 , 1963.

[51] Sukontasukkul. P.,"Toughness evaluation of steel and polypropylene fibre reinforced concrete beams under bending", Thammasat international journal of science and technology 9, 3 pp. 35-41, 2004.

[52] Cotterell. B., Mai. Y.W.,"Fracture Mechanics of Cementitious Materials. Blackie Academic & Professional", London/Chapman and Hall. p. 294, 1996.

[53] Gopalaratnam. V.S., Shah. S.,"Failure Mechanisms and Fracture of Fiber Reinforced Concrete, Fiber Reinforced Concrete – Properties and Applications", SP 105, ACI, Detroit, Michigan, pp 1-25. 1987.

[54] Rossi. P., Acker. P., Malier. Y.,"Effect of steel fibres at two different stages: the material and the structure", Materials and structures, vol.20 pp. 436-439, 1987.

[55] Shah P.S., "Do fibers increase the tensile strength of cement-based matrixes?" ACI Materials Journal, V.88, No.6, pp. 595-602, **1991**

[56] Banthia. N., Trottier. J, "Concrete reinforced with deformed steel fibers, part I: bondslip mechanisms", ACI Materials Journal, V.91, No.5, pp. 435-444, 1994.

[57] Li . Z., Li. F., Chang. T-Y.P., Mai. Y-W., "Uniaxial tensil behavior of concrete reinforced with randomly distributed short fibers". ACI Materials Journal, V.95, No.5, pp. 564-573. 1998.

[58] Deng. Z., Li. J., () "Tension and impact behaviors of new type fiber reinforced concrete" Computers and Concrete, Vol. 4, No.1, 19-31,2007.

[59] Cusens. A.R., "The measurement of the workability of dry concrete mixes", Magazine of Concrete Research, Vol 8, N° 22, pp 23-30. 1956

[60] Yun. H.D., Yang. I.S., Kim. S.W., Jeon. E., Choi. C.S., Fukuyama. H., "Mechanical properties of high-performance hybrid-fibre-reinforced cementitious composites (HPHFRCCs) ", Magazine of Concrete Research, 59, No. 4, May 2007, pp.257–271. 2007.

[61] Markovic. I., Walraven. J.C., Van Mier. J.G.M., "Self-compacting hybrid-fibre concretemix design", workability and mechanical properties, 3rd International Symposium Self Compacting Concrete, 17-20 August 2003, Reykjavik, Iceland, 2003.

[62] Kawamata. A., Mihashi. H., Fukuyama. H., "Properties of Hybrid Fiber Reinforced Cement-based Composites", journal of advanced concrete technology vol.1, No.3,283-290,November 2003.

[63]Li. V.C., Leun. G.C.K.Y., "Steady-state and multiple cracking of short random fiber composites", journal of engineering mechanics, ASCE, 118 (11), 2246-2264, 1992.

[64] Casanova. P., Rossi. P., "Analysis and Design of Steel Fiber Reinforced Concrete Beams", ACI Structural Journal, Vol.94, No.5, pp.595-602. 1997

[65] Groth. P.,"Fibre reinforced concrete - Fracture mechanics methods applied on selfcompacting concrete and energetically modified binders, PhD-thesis, Department of Civil and Mining Engineering, Luleå University of Technology, 2000.

[66] Grunewald. S., Walraven. J.C., "Parameter-study on the influence of steel fibers and coarse aggregate content on the fresh properties of self-compacting concrete", Cement and Concrete Research vol.31, pp. 1793-1798,2001.

[67] Grunewald. S., "Performance-based design of self-compacting fibre reinforced concrete", Diplom-Ingenieur Delft University of Technology, 2004.

[68] Grunewald. S., Walraven. J.C., "Optimisation of the mixture composition of SelfCompacting fibre reinforced concrete", 4th International Symposium on Self-Compacting Concrete, 17-20 August 2005, Chicago, USA, 2003.

[69] Dhonde H.B., Mo. Y.L., Hsu. T.T.C., Vogel. J., "Fresh and Hardened Properties of Self-Consolidating Fiber-Reinforced Concrete", ACI Materials Journal, V. 104, No. 5, pp.491-500, 2007.

[70] Petersson, Ö., "Preliminary Mix Design", Final Report of Task 1, Brite Euram project (BE 96-3801) - Rational production and improved working environment through using SCC",Document RT1_v2.doc,1998.

[71] Groth. P., Nemegeer. D., (1999) "The use of steel fibres in self-compacting concrete", First Int. Symposium on SCC, Stockholm, Edited by Skarendahl and Petersson, RILEM publications PRO 7, Cachan, pp. 497-508.

[72] Alcantara. M., Mouret. M., Pons. G., Granju.J-L.,) "Self-compacting concrete with hybrid fiber reinforcement: workability and mechanical behaviour", 4th International Symposium on Self-Compacting Concrete, 17-20 August 2003, Chicago, USA, 2005.

[73] Granju. J-L., Sabathier. V., Alcantara. M., Pons. G., Mouret M., "Hybrid fibre reinforcement of ordinary or self-compacting concrete", In: Proceedings PRO 39 of the Sixth International RILEM Symposium BEFIB, RILEM Publications, pp 1311–1320, 2004.

[74] Pons. G., Mouret. M., Alcantara. M., Granju. J.L., "Mechanical behaviour of selfcompacting concrete with hybrid fibre reinforcement", Materials and structures, vol. 40, no2, pp. 201-210, 2007.

[75] Marlène. F., " contribution à l'étude en laboratoire des condition critiques de mise en oeuvre d'une réparation mince avec mortier ", Mémoire d'ingénieur (Maîtrise en génie de la construction), Université du Québec, Montréal, CANADA, 1998.

[76] Calgaro. J.A., Lacroix. R., " Maintenance et réparation des ponts ", Presses de l'école nationale des ponts et chaussées, France, PP : 279-336 ,1997.

[77] GODART. B., LE ROUX, A., "Alcali-réaction dans le béton : mécanisme, pathologie et prévention C 2252 ", Traité Construction, 1995.

[78] Thamer. MNIF.,"Injectabilité des coulis de ciment dans les milieux fissurés ", Thèse de doctorat de sciences appliquées, Université Sherbrooke (Québec)", CANADA, 1997.

[79] Normand.JR., Belair,"Contribution à la mise au point d'une procédure de caractérisation quantitative des surfaces en béton en vue de travaux de projection ", Thèse de maître ès sciences (M.Sc.), Faculté des sciences et génies université Laval (Québec), 2005.

[80] Laurant. M,"Comportement des réparations structurales en béton : couplage des effets hydrique et mécanique ", Thèse de doctorat (Ph.D), Université de CACHAN, France, 2003.

[81] Garboczi E.J., "Computational materials science of cement-based materials". Materials and structures,v. 26, p. 191-195, 1993.

[82] Courard. L.,"Contribution à l'analyse des paramètres influençant la création de l'interface entre un béton et un système de réparation", Liège, Université de Liège, 198 p, 1999.

[83] Guindon M.A., "Étude du comportement des resurfaçages adhérents-mécanismes d'endommagement et influence des paramètres de conception", Mémoire de maîtrise de l'université de Sherbrooke, Sherbrooke, Québec, 136 pages, 2003.

[84] Paramasivam P., Ong, K.C.G., Ong B.G., Lee S.L., "Performance of Repaired Reinforced Concrete Slabs Under Static and Cyclic Loading", Cement & Concrete Composite, vol. 17 no. 1, pp. 37-45, 1995.

[85] Silfwerbrand J., Paulsson, J., "Better Bonding of Bridge Deck Overlays", Concrete International, Oct. 1998, pp. 56-61, 1998.

[86] Lemieux M., Gagné R., Bissonnnette B., Lachemi M., "Behavior of Overlaid Reinforced Concrete Slab Panels Under Cyclic Loading - Effects of Interface Location and Overlay Thickness", ACI Structural Journal, May-June 2005.

[87] Habel K.," Structural Behavior of Elements combining Ultra-High Performance Fiber Reinforced Concrete (UHPFRC) and Reinforced Concrete (MCS 99.04)", Rapport de laboratoire de l'École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne.

[88] Emmons P. H., Vaysburd A. M., "Factors affecting the durability of concrete repair: the contractor's viewpoint. Construction and Building Materials,v. 8 (issue #1), p. 5-16,1994.

[89] Bissonnette B., "Le fluage en traction: un aspect important de la problématique des réparations minces en béton", Québec, Université Laval, 307 p, 1996.

[90] Mathieu m. T.," Proprietes mecaniques et comportement des réparations structurales en béton", université lavalquébec p.7, 2010.

[91] Emmons P. H., Vaysburd A. M.,"System concept in design and construction of durable concrete repairs". Construction and Building Materials,v. 10(issue #1), p. 69-75,1996.

[92] Neville A. M.,"Propriétés des bétons" . Paris, Eyrolles. 1996.

[93] Naderi M.,"Adhesion of different concrete repair systems exposed to different environments". The Journal of Adhesion,v. 84, p. 78-104, 2008.

[94] Bissonnette B., Pigeon M.,Vaysburd A. M., "Tensile creep of concrete : Study of its sensitivity to basic parameters", ACI Materials Journal, vol. 104, no. 4, pp. 360-368,2007.

[95] Granju, J.L.," Thin Bonded Overlays: About the Role of Fiber Reinforcement on the Limitation of Their Debonding, Advanced Cement Based Materials, no. 4, pp. 21-27, 1996.

[96] Bernard O.,"Comportement à long terme des éléments de structure formés de bétons d'âges différents", Thèse de doctorat de l'École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne, 189 pages, 2000.

[97] Vaysburd A. M., Sabnis G.M., Emmons P. H., McDonald J. E., "Interfacial bond and surface preparation in concrete repair", The Indian Concrete Journal, Jan. 2001, pp. 27-33. 2001

[98] Perez F. "Contribution à l'étude du comportement mécanique des éléments bicouches composés de bétons d'âge différents sous sollicitations statiques et cycliques", Thèse de doctorat de l'Université Laval, Québec, 220 pages, 2005.

[99] Wells J. A., et al. "Getting Better Bond in Concrete Overlays, Concrete International", March 1999, pp. 49-52. 1999

[100] ICRI, ACI,"Vision 2020 -A vision for the concrete repair", protection and strengthening industry, 29 p,2006.

[101] Mangat P. S., O'Flaherty F. J., "Serviceability characteristics of flowing repairs to propped and unpropped bridge structures". Materials and structures,v. 32, p .663-672. 1999.

[102] Canisius T. D. G., W. N., " Concrete patch repairs under propped and unpropped implementation", Structures & Buildings,v. 157(issue #2), p. 149-156, 2004.

[103] Austin S., Robins P., "Tensile bond testing of concrete repairs. Materials and Structures,v.28,p. 249-259, 1995.

[104]Saucier F.," La durabilité de l'adhérence des réparations en béton", Québec, Université Laval, 145 P,1990.

[105] Emberson N. K., Mays G. C., "Significance of property mismatch in the patch repair of structural concrete", Part 2 : Axially loaded reinforced concrete members. Magazine of Concrete Research,v. 42(issue #152), p. 161- 170, 1990.

[106] Plum D. R. "Epoxy resins repair materials in the laboratory and insitu. Proceedings of the international conference on structural faults and repair 87, p. 335-341, 1987.

[107] Plum D. R."The behaviour of polymer materials in concrete repair, and factors influencing selection". The Structural Engineer,v. 68, p. 337-345, 1990.

[108] Plum D. R. "Materials - what to specify. Construction maintenance & repair".v. 5, p. 3-7. 1991.

[109] Nawa T., Izumi T., Edamatsu Y., "State- of- the-art- report on materials and design of self compacting concrete" Proc of Int. Workshop on Self-compacting Concrete, ed K. Ozawa and K. Ouchi, Kochi University of Technology, Japan, August 1998, pp. 166-190.

[110] Chai H., " Design and testing of SCC", Ph.D thesis, University College of London (UCL), , 259 pages, April 1998.

[111] Banfill PFG, et al. "Rheology of low carbon fibre content reinforced cement mortar", Cem Conc- Comp 28 2006) (773–780.

[112] Montgomery AD., "Design and analysis of experiments". 4th ed. New York: Wiley; 1996.

[113] Senff L., Hotza D., Lucas S., Ferreira VM., Labrincha JA., "Effect of nano-SiO2 and nano-TiO2 addition on the rheological behavior and the hardened properties of cement mortars". Mater Sci Eng A 2012;532:354–61

[114] Senff L., Labrincha JA., Ferreira VM., Hotza D., Repette WL., "Effect of nano-silica on rheology and fresh properties of cement pastes and mortars". Constr Build Mater 2009;23:2487–91.

[115] Awwad E., Mabsout M., "Studies on fiber-reinforced concrete using industrial hemp fibers", Cons- Build-Mate 35 (2012) 710–717.

[116] Hassanpour M., Payam S., Hilmi B. M., "Lightweight aggregate concrete fiber reinforcement – A review", Cons-Build-Mate 37 (2012) 452–461.

[117] Alberti M.G., Enfedaque A., Gálvez J.C., "On the mechanical properties and fracture behavior of polyolefin fiber-reinforced self-compacting concrete", Const-Build-Mater-55 (2014) 274–288.

[118] Mohammadi Y., Singh SP., Kaushik SK., "Properties of steel fibrous concrete containing mixed fibers in fresh and hardened state". Constr- Build- Mater 2008;22:956–65.

[119] Alireza K., Elias M. R., "Mechanical performance of self-compacting concrete reinforced with steel fibers", Constr-Build-Mater 51 (2014) 179- 186.

[120] Nili M., Afroughsabet V., "Combined effect of silica fume and steel fibers on the impact resistance and mechanical properties of concrete", International Journal of Impact Engineering, 37 (2010) 879-886.

[121] Safeer A. , Ahmed M. S. , Nehdi M. L., "Exploring mechanical and durability properties of ultra-high performance concrete incorporating various steel fiber lengths and dosages", Construction and Building Materials 75 (2015) 429–441.

[122] Matthew R. H., Khalid B.N., "Structural behaviour and durability of steel-reinforced structural Plain/Self-Compacting Rubberised Concrete (PRC/SCRC)", Construction and Building Materials 73 (2014) 490–497.

[123] Paja M., Ponikiewski k .T.,"Flexural behavior of self-compacting concrete reinforced with different types of steel fibers" , Construction and Building Materials 47 (2013) 397–408 .

[124]Sholihin AS., Purnawan G., "Fresh State Behavior of Self Compacting Concrete Containing Waste Material fibers", Proc- Eng 14 (2011) 797–804.

[125]Burcu A., Mehmet A.T., "Mechanical behavior and fiber dispersion of hybrid steel fibre reinforced self-compacting concrete", Const-Buil-Mater 28 (2012) 287–293.

[126] Martinie L.,Rossi P., Roussel N.,"Rheology of fiber reinforced cementitious materials: classification and prediction". Cem-Concr-Res 2010;40(2):226–34.

[127] Wesetrholm M., Lagerblad B., Silfwerbrand J.,Forssberg E., " Influence of fine aggregate characteristics on the rheological properties of mortars", Cem-Conc- Compos, 2008, vol 30, pp. 274–282.

[128] Deeb R., Ghanbari A., Karihaloo B.L., "Development of self-compacting high and ultra high performance concretes with and without steel fibres", Cement & Concrete Composites 34 (2012) 185–190.

[129] Mazaheripour H., Ghanbarpour S., Mirmoradi S.H., Hosseinpour I., "The effect of polypropylene fibers on the properties of fresh and hardened lightweight self-compacting concrete", Construction and Building Materials 25 (2011) 351–358.

[130] El-Dieb A.S., Reda Taha M.M., "Flow characteristics and acceptance criteria of fiber-reinforced self-compacted concrete (FR-SCC)", Const- Build-Mater 27 (2012) 585–596.

[131] Swamy R.N., Mangat P.S.,"Influence of fiber-aggregate interaction on some properties of steel fiber reinforced concrete". Mater-Struc, 7(41):307–314, 1974.

[132] Valeria C., Giacomo ., "Characterization of self-compacting concretes prepared with different fibers and mineral additions", Cem-Conc-Comp 33(2011) 596–601.

[133] Centonze G., Leone M., Aiello M.A., "Steel fibers from waste tires as reinforcement in concrete: A mechanical characterization", Const-Build- Mater 36 (2012) 46–57.

[134] Boulekbache B., Hamrat M.," Flowability of fibre-reinforced concrete and its effect on the mechanical properties of the material", Const-Build-Mater 24 (2010)1664–1671.

[135] Ghernouti Y., Rabehi B., Bouziani Tayeb., Ghezraoui Hicham., Makhloufi A., "Fresh and hardened properties of self-compacting concrete containing plastic bag waste fibers (WFSCC)", Construction and Building Materials 82 (2015) 89–100.

[136] Domagała L., "Modification of properties of structural lightweight concrete with steel fibres". J Civ Eng Manage 2011;17(1):36–44.

[137] Kayali O., Haque MN., Zhu B., "Some characteristics of high strength fiber reinforced lightweight aggregate concrete". Cem-Concr-Compos 2003;25(2):207–13.

[138] Bilodeau A., Kodur VKR., Hoff GC., "Optimization of the type and amount of polypropylene fibers for preventing the spalling of lightweight concrete subjected to hydrocarbon fire". Cem-Concr-Compos 2004;26:163–74.

[139] Shafigh P., Mahmud H., Jumaat MZ.,"Effect of steel fiber on the mechanical properties of oil palm shell lightweight concrete". Mater-Des 2011;32:3926–32.

[140] Edgington J., Hannant D.J., Williams R.I.T.," Steel fiber reinforced concrete", G.B. Building 1974.

[141] Elhachem M., " Etude de l'influence de la fibre de fonte amorphe sur le retrait et le fluage du béton ", Thèse Doct., Ecole Centrale Paris, 1990, 165p.

[142] Houari H., "Etude de l'influence de la fibre métallique sur le fluage et la fatigue du béton", Séminaire National de Génie Civil, Guelma, Algérie, 24-25 Oct. 1994, 10p.

[143] Arabi. N., Redel. B., Melinge. Y., Jauberthie.R., "International "Alkali resistant glass fibre reinforced cementations materials for patching applications" Proceedings of 1st Concrete Conference one to repair, France 15-17 JULY,2003.

[144] Balaguru P., Ramakrishnan, "Fibre reinforced concrete properties : Workability-Behaviour under long term loading-and Air-Void Characteristics ", 1987, Vol.20, N°118, pp.283292.

[145] Swamy. R.N, Stravrides. H., Some properties of high workability steel fiber concrete. Sheffield 1975.

[146] Mangat P.S., Azari M.M., A theory for the free shrinkage of steel reinforced cement matrices, Journal of Materials Sciences, 1984, Vol. 19, pp.2183-219.

[147] Dupin.R., Lanchon.R., "Aggregates, grounds, cements and concretes" Editions Casteilla 75005 PARIS 1995, pp 122-136.

[148] ROSSI. P, "Les bétons de fibres métalliques", Presses de l'école nationale des ponts et chaussées, France. 1998,

[149] DTR. B C 2 48."Règlement parasismique algérien 99, (version 2003)", centre national de recherche appliquée en génie-parasismique,2003

ANNEXES

M A T I N E **Ciment pour béton exigeant** **CEM II/A 42,5 R NA 422**	**FICHE TECHNIQUE**

MATINE est un ciment gris de hautes résistance initiales, résultat de la mouture du clinker obtenu par cuisson jusqu'à la fusion partielle (clinkérisation) d'un mélange convenablement dosé et homogénéisé de calcaire et d'argile.

Ce ciment est constitué d'oxydes minéraux dont les principaux sont la chaux (Cao) à fonction basique et la silice (Sio^2), ils sont rendus aptes à réagir entre eux et avec l'eau par traitement thermique à des températures comprises entre 1300 et 1500 °c. en présence d'eau a lieu la réaction d'hydratation consistant en la formation d'un réseau résistant (propriété hydraulique) constitué principalement de microcristaux de silicates de calcium hydraté.

MATINE présente des performances mécaniques et des caractéristiques physico-chimiques conforment à la norme NA 442, EN 197-1 et à la norme NF P 15-301/94.

Domaine d'utilisation :

MATINE est utilisé pour les projets courants qui nécessitent des hautes résistances mécaniques mais ne présentent pas un besoin spécifique dans les ouvrages en béton qui ne sont pas exposés à des conditions sévères dans lesquels le béton n'est pas affecté par le taux de chaleur d'hydrations du ciment.

Les principales applications de ce ciment sont :

- Secteur habitat (logements et d'autres constructions civiles) ;
- Secteur travaux publiques (tunnels, ponts, port, aéroport, …ect) ;
- Secteur hydraulique (barrages, châteaux d'eau, stations d'épuration, stations de désallements, …ect) ;
- Secteur industriel.

Algerian Cement Company (SPA)
33, Rue des Pins, Hydra, Alger, Algérie
Tél. : +213 (0) 21 48 16 65
Fax. : +213 (0) 21 48 16 71

MEDAFLOW 145

Conforme à la norme NF EN 934-2 :TAB 1 ,TAB 3.1 ET TAB 3.2 NA 774

Super plastifiant – Haut réducteur d'eau

DESCRIPTION

Le **MEDAFLOW 145** est un super plastifiant haut réducteur d'eau de la nouvelle génération d'adjuvants. Il est conçu à base de poly carboxylates d'éther modifiés et son utilisation dans le béton permet l'obtention d'un long maintien d'ouvrabilité.
Le **MEDAFLOW 145** permet d'obtenir des bétons et mortiers de très haute qualité.
En plus de sa fonction principale de superplastifiant, il permet de diminuer la quantité d'eau de gâchage du béton d'une façon remarquable.
Le **MEDAFLOW 145** ne présente pas d'effet retardateur.

CARACTERISTIQUES

- Forme .....Liquide
- Couleur .....brai clair
- pH ..... 5 – 6
- Densité..... 1.065 ± 0,015
- Teneur en chlore..... < 1g/L
- Extrait sec.....30±1.5%

PROPRIETES ET EFFETS

Grâce à ses propriétés le **MEDAFLOW 145** permet :
Sur béton frais :

- l'obtention d'un E/C très bas
- Béton plastiques à fluides
- une très bonne maniabilité
- un long maintien de l'ouvrabilité
- de faciliter la mise en œuvre du béton

Sur béton durci :

- bonne résistances initiale et finales .
- de diminuer la porosité
- bel aspect de parement au décoffrage
- de diminuer le retrait

DOMAINES D'APPLICATION

- Bétons à hautes performances
- Bétons auto - nivelant
- Bétons pompés
- Bétons précontraints
- Bétons avec ferraillage dense

DOSAGE

Plage de dosage recommandée :
0,3 à 2,0 % du poids de ciment soit 0.33 à 1.8 litre pour 100 Kg de ciment.
Le dosage optimal doit être déterminé sur chantier en fonction du type de béton et des effets recherchés.

MODE D'EMPLOI

Le **MEDAFLOW 145** est introduit dans l'eau de gâchage.
Il est recommandé d'ajouter l'adjuvant dans le béton après que 60% de l'eau de gâchage ait déjà été introduite.
Il est recommandé de réaliser des essais dans les conditions de chantier afin de déterminer le dosage fournissant les résultats recherchés.
Par temps chaud, le **MEDAFLOW 145** peut être combiné à un retardataire de prise **MEDARETARD GR** .

CONDITIONNEMENT ET STOCKAGE

Le **MEDAFLOW 145** est conditionné en bidons de 10 l et fûts de 210 et 240 kg.et cubitainer 1100 kg
Délai de conservation :
12 mois dans son emballage d'origine, à l'abri du gel et de la chaleur (5°C < t < 35°C).

Précaution d'emploi:
Manipulation non dangereuse.

Se référer à la Fiche de Données de Sécurité disponible sur notre site web : www.granitex.dz

Exemple de calcul de la composition du béton

Les données

Pour un volume de béton de volume V=33 litres

A. **Masses volumiques**

- Masse volumique apparente du gravier (on prend l'exemple du gravier roulé) : ρ_G =1373kg/m3
- Masse volumique absolue du gravier (gravier roulé) : ρ_{AG}= 2666kg/m3
- Masse volumique absolue du sable : ρ_S = 2631kg/m3
- Masse volumique absolue du ciment : ρ_C =3150kg/m3

B. Coefficients d'absorption

- Coefficient d'absorption du sable : A_{bS} = 0.6
- Coefficient d'absorption du gravier : AbG = 2.22
- Le rapport Sable/Mortier : S/M = 0.45
- Le pourcentage du gravier est de 50% de sa densité apparente donc son dosage sera de :

$$G(\text{kg/m}^3) = \frac{\rho_G \times 50}{100}$$

- Le volume d'air dans le béton en pourcentage : A=1% du volume du béton
- Le rapport Eau/Ciment est de E/Cvolume=1.26 par unité de volume de ciment et E/Cpoids = E/Cvolume $/\rho_C = 0.40$ par unité de poids de ciment
- Le pourcentage de superplastifiant (MEDAFLOW145) : %Sp= 0.9% du poids de ciment, le MEDAFLOW145

Calcul d'humidité

Comme on doit calculer l'humidité du sable pour la composition du mortier, dans la composition du béton on doit calculer l'humidité du sable et du gravier aussi pour apporter les corrections nécessaires à la formulation.

On prend un échantillon de sable de masse M_1 et un échantillon de gravier de masse M'_1 et on les met dans l'étuve réglée à 105°C pour une durée de 6minutes pour le gravier et une durée de 8minutes pour le sable, puis on pèse M_2 et M'_2 les masses respectives du gravier et du sable.

- L'humidité du sable : $$\mu_S = \frac{M_1 - M_2}{M_2} \times 100$$
- L'humidité du gravier : $$\mu_G = \frac{M'_1 - M'_2}{M'_2} \times 100$$

Calcul des différents composants

A. Gravier

La quantité **G** en kg du gravier nécessaire pour un volume de béton V :

$$G(kg) = \frac{G(kg/m^3) \times V}{1000}\left(1 + \frac{\mu_G - A_{bG}}{100}\right)$$

B. Sable

Pour calculer la quantité du sable dans le béton on calcule avant tout le pourcentage du gravier dans le béton (**%G**), le pourcentage du mortier par rapport au béton (**%M**) puis le pourcentage du sable dans le béton (**%S**) pour arriver à la quantité du sable dans un volume V de béton (**S**) :

- Le pourcentage du gravier dans le béton :

$$\%G = \frac{G(kg/m^3)}{\rho_{AG} \times 10}$$

- Le pourcentage du volume de mortier par rapport au volume de béton :

$$\%M = 100 - \%G - \%A$$

- Le pourcentage du sable dans le béton :

$$\%S = \frac{\%M \times S/M}{100}$$

- Quantité du sable S en (kg) pour un volume V de béton :
-

$$S(kg) = \frac{\%S \times \rho_{AS} \times V}{1000}\left(1 + \frac{\mu_S - A_{bS}}{100}\right)$$

D'où on peut obtenir le rapport G/S de notre composition

C. Ciment

- Pourcentage de volume pâte dans le béton (**%P**) :

$$\%P = \%M - \%S$$

- Pourcentage de ciment dans le béton (%C) :
-

$$\%C = \frac{1}{1 + E/C_{volume}} \times \%P$$

- La quantité de ciment C en (kg) pour un volume V de béton :

$$C(kg) = \%C \times \rho_C \times 10 \times \frac{V}{1000}$$

D. Superplastifiant

- Le dosage en superplastifiant par mètre cube de béton **Sp** (kg/m^3)

$$Sp(kg/m^3) = \frac{\%Sp}{100} \times \%C \times \rho_C \times 10$$

- La quantité de superplastifiant **Sp** en (kg) pour un volume V de béton :

$$Sp(kg) = Sp(kg/m^3) \times V$$

E. Eau

L'eau ajoutée au béton (**E**) est divisée en deux partie : la première partie (**E_1**) est de 70% de (**E**) elle est ajoutée durant la première minute de malaxage et la deuxième partie (**E_2**), elle de 30% de (**E**) est ajoutée au superplastifiant est l'ensemble est ajouté au mélange du béton durant la deuxième minute de malaxage.

- Le pourcentage d'eau dans le béton (**%E**) :

$$\%E = \frac{E/C_{volume}}{1+E/C_{volume}} \times \%P$$

Calcul de l'eau contenue dans le sable, dans le gravier et dans le superplastifiant, cette eau (e) doit être extraite :

- L'eau contenue dans le sable : e_1

$$e_1(kg) = \frac{\%S \times \rho_{AS} \times V}{1000}\left(\frac{\mu_S - A_{bS}}{100}\right)$$

- L'eau contenue dans le gravier : e_2

$$e_2(kg) = \frac{G(kg/m^3) \times V}{1000}\left(\frac{\mu_G - A_{bG}}{100}\right)$$

- L'eau contenue dans le superplastifaint : e_3

$$e_3 = \frac{Sp(kg) \times 80}{100}$$

- L'eau à extraire: e

$$e = e_1 + e_2 + e_3$$

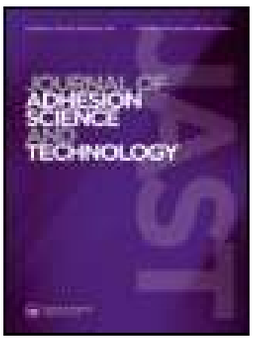
D'où la quantité d'eau globale E en (kg) pour un volume Vde béton :

$$E(kg) = \frac{\%E \times 10 \times V}{1000} - e$$

Avec :

Eau1 $E_1(kg) = 0.70 \times E$ **Eau2** $E_2(kg) = 0.30 \times E$

ARTCLE SCIENTIFIQUE



Journal of Adhesion Science and Technology

ISSN: 0169-4243 (Print) 1568-5616 (Online) Journal homepage: http://www.tandfonline.com/loi/tast20

Effect of the length and the volume fraction of wavy steel fibers on the behavior of self-compacting concrete

I. Irki, F. Debieb, E.-H. Kadri, O. Boukendakdji, M. Bentchikou & H. Soualhi

To cite this article: I. Irki, F. Debieb, E.-H. Kadri, O. Boukendakdji, M. Bentchikou & H. Soualhi (2016): Effect of the length and the volume fraction of wavy steel fibers on the behavior of self-compacting concrete, Journal of Adhesion Science and Technology, DOI: 10.1080/01694243.2016.1231394

To link to this article: http://dx.doi.org/10.1080/01694243.2016.1231394

Published online: 27 Sep 2016.

Submit your article to this journal

View related articles

View Crossmark data

Full Terms & Conditions of access and use can be found at
http://www.tandfonline.com/action/journalInformation?journalCode=tast20

Download by: [Irki Ilyes] **Date:** 28 September 2016, At: 04:38

JOURNAL OF ADHESION SCIENCE AND TECHNOLOGY, 2016
http://dx.doi.org/10.1080/01694243.2016.1231394

Taylor & Francis
Taylor & Francis Group

Effect of the length and the volume fraction of wavy steel fibers on the behavior of self-compacting concrete

I. Irki[a], F. Debieb[a], E.-H. Kadri[b], O. Boukendakdji[a], M. Bentchikou[c] and H. Soualhi[b]

[a]LME Laboratory, University of Medea, Medea, Algeria; [b]L2MGC Laboratory, University of Cergy-Pontoise, Cergy-Pontoise, France; [c]LBMPT Laboratory, University of Medea, Medea, Algeria

ABSTARCT

Self-compacting concrete (SCC) is a highly workable concrete that fills formwork under its own weight (without any vibration or impact). It also passes easily through small spaces between reinforcement bars. The inclusion of fibers in such concrete limits the concrete shrinkage cracks at early age and enhances some of its properties. However, fibers may affect the flow characteristics of SCC. In this paper, three wavy steel fibers (SF) of different lengths, 35, 40, and 50 ± 2 mm with six different volume fractions (V_f) of 0.3, 0.5, 0.8, 1, 1.2, and 1.4% were used in SCC. The experimental results showed that the addition of SF with higher V_f content and longer length decreases the workability of SCC, reduces its passing ability and increases the possibility of blockage. Mechanical performances of concrete in terms of flexural strength and elasticity modulus were improved, where the slightly compressive strength decreased with an increase in V_f content of SF.

ARTICLE HISTORY
Received 25 February 2016
Revised 9 August 2016
Accepted 21 August 2016

KEYWORDS
Self-compacting concrete; steel fiber; fiber factor; workability; mechanical properties; recycling

1. Introduction

Self-compacting concrete (SCC) can be placed and compacted under its own weight without any vibration effort, ensuring complete filling of formwork even when access is hindered by narrow gaps between reinforcement bars. Concrete placement without vibration is a challenge to the building industry. In order to achieve such behavior, the fresh concrete must show both high fluidity and good cohesiveness at the same time. Plain concrete is brittle; thus it seems essential to use materials that can fix this problem. The use of fibers decreases significantly brittle fracture of the concrete, giving more ductility to reinforced concrete under various loads, especially the compressive and the tensile loads.[1] By bridging between sides of cracks, fibers tend to preserve the integration of concrete until high deformation and therefore prevent brittle failure.

Lots of studies on SCC were conducted to evaluate the mechanical and durability properties of an ultra-high strength steel fiber (SF)-reinforced concrete with self-compacting characteristics and the influence of fibers on rheological properties.[2,3] Siddique [4] investigated the properties of SCC made with different amounts of fly ash. The flexural

CONTACT F. Debieb debieb.farid@univ-medea.dz

© 2016 Informa UK Limited, trading as Taylor & Francis Group

performances of reinforced, pre-stressed and composite self-compacting concrete beams were also studied by Cattaneo et al. [5] Soutsos et al. [6] also examined the flexural performance of fiber-reinforced concrete made with steel and synthetic fibers.

The use of SFs in cementitious materials has led to many advantages in construction technology. It has been reported that fibers are effective in many ways, such as:

- Fibers reinforcement has been shown to improve the ductility, toughness, flexural strength, and shear strength of cementitious materials.[1]
- Fibers bridge cracks during loading and load transfer process, arresting the growth and coalescence of cracks, playing the role of energy absorber.[7]
- Fibers reduce the shrinkage, cracking and permeability of concrete.[8,9]
- Fibers take up internal stresses through their tension resistance and hence ensure the transfer of the loads, providing a good bond that exists between the fibers and the hardened cement matrix.[10]

Fresh and hardened properties of SF-reinforced SCC (SFRSCC) are influenced by a great number of parameters. Literature demonstrated that not only the content and the type of cement, the aggregates content and its maximized size are important, but also the type, the length (l), the diameter (d), the aspect ratio (l/d) as well as the volume fraction (V_f) of fibers are major factors in terms of performance of SFRSCC.[11] Fiber factor ($V_f \times l/d$) which is also known as fiber-reinforcing index (RI) has been adopted by other researchers to examine the combined effect of fiber volume and aspect ratio on concrete characteristics.[11] Hence, the purpose of this paper is to report the results of an experimental investigation carried out to study the influence of the length and the volume fraction of wavy SFs on the Fresh and hardened properties (Slump flow time [T_{50}] and diameter, V-funnel flow time, L-box, compressive strength, flexure strength, and the elasticity modulus) of SCC.

2. Experimental program

2.1. Materials

For all concrete mixtures, a local commercial Portland cement CEM II/B 42.5N from Msila (Algeria) was used. It has a Blaine fineness of 385 m^2/kg, density of 3150 kg/m^3, an average compressive strength at 28 days of 42.5 MPa, a relatively low hydration rate and a limited content in sulfides. Table 1 summarizes the chemical composition of cement. The coarse aggregates were natural crushed limestone, with maximum size of 20 mm with a specific gravity of 2.53 kg/m^3. The fine aggregates were a combination of 40.17% of fine roller sand (with fineness modulus of 1.00) and 59.83% of coarse limestone crushed quarry sand (with fineness modulus of 3.35) with fineness modulus of 2.80, specific gravity of 2.55 and water absorption of 1.52%. Three SF lengths (35, 40, and 50 ± 2 mm) with six different V_f of 0.3, 0.5, 0.8, 1, 1.2, and 1.4% were used in SCC. The mixing water was local tap water. A polycarboxylicsuper plasticizer (MEDAFLOW 145) with specific gravity of 1.065 kg/m^3 was

Table 1. Chemical analysis of cement.

Oxides	SiO2	CaO	MgO	Fe_2O3	Al_2O_3	SO_3	Loss on ignition
%	20.92	61.74	1.58	3.43	5.33	1.83	1.65



Figure 1. Steel fibers.

used to improve the workability of concrete mixtures. The SF used are with wavy form and presented in Figure 1. The physical characteristics of SFs are presented in Table 2.

2.2. Mixing and testing procedures

Fourteen mix designs with three families of SCC with SFs (F35-SCC-V_f, F40-SCC-V_f, F50-SCC-V_f) and a reference SCC (RSCC) without any fibers are made. The prefix F35, F40, and F50 are the length of 35, 40, and 50 mm of SFs used and V_f is the SF volume fraction in percent of 0.3, 0.5, 0.8, 1, 1.2, and 1.4%.The mix proportions of all considering mixes are given in Table 3.

Rossi et al. [12] proposed a mix design method for fiber-reinforced concrete that was based on Baron–Lesage method. While the self-compacting formulation criteria's based on JSCE (Japanese Society of Civil Engineers) [13] were assured. The content of sand in the mortar was kept constant at 45% of volume of the mortar and 0.90% of Super plasticizer (Sp) by weight of cement. The SFRSCC mixing procedure is summarized in Figure 2.

The process of making SCC with fibers is the same as that ordinary concrete with the fibers. The SCC mixture is made in three steps. First, the cement is added to the aggregates

Table 2. Characteristics of SFs.

Fibers	Type (1)	Type (2)	Type (3)
L (mm)	35	40	50
D (mm)	0.60	0.60	0.60
Aspect ratio (*l*/*d*)	58.33	66.66	83.33
Shape	wavy	wavy	wavy
Young's modulus (GPa)	210	210	210
Rupture elongation (%)	4	4	4
Tensile strength (MPa)	1180	1180	1180

Table 3. Proportions of the SCC mixtures.

Mixture	RSCC	F35-SCC-V_f					F40-SCC-V_f				F50-SCC-V_f			
Water/Cement							0.40							
Water (kg/m^3)							210							
Cement (kg/m^3)							524							
Fine agg. (kg/m^3)							803							
Coarse agg. (kg/m^3)							800							
Sp (kg/m^3)							4.72							
SF (%)	–	0.3	0.5	0.8	1	1.2	0.3	0.5	0.8	1	0.3	0.5	0.8	1
SF (kg/m^3)	–	15	25	40	50	60	15	25	40	50	15	25	40	50

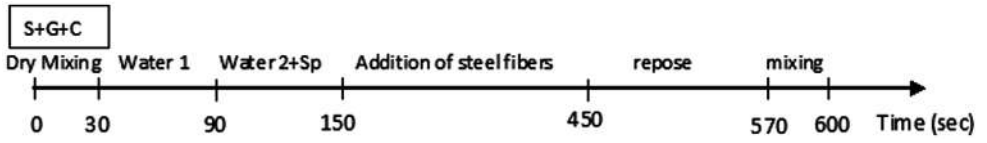


Figure 2. Mixing procedure for RFSCC.

and all are mixed in dry form for 30 s. After that 60% of necessary water was added and the material is mixed for 1 min and after, the rest of the water containing the superplasticizer is added and the material is mixed for 1 min. At the end, SFs are added and the material is mixed for 5 min. Two minutes of repose are taken and finally after that the material is mixed for 30 s. To guaranty the homogeneous distribution of fibers inside concrete volume, some characteristics should be verified; the SFRSCC should be able to fill out the form with its weight. Besides, it should be of an acceptable level of resistance against segregation and able to pass through spaces between reinforcement bars, and finally, it needs to have a smooth surface after demolding.[12,13]

The slump flow time and diameter tests are two common methods to determine the flow characteristics of unobstructed concrete in horizontal surface. A combination of both qualitative observations and quantitative measurements was applied to characterize this kind of material.[14]

With the L-box test, it is possible to test the filling capacity and passing ability of self-compacting concrete. The concrete is put in the 'tower' of the device (height of 600 mm), either about 12.7 L of concrete. The concrete is preserved for one minute to see if there is segregation and then the pitfall was withdrawn. This test allows the characterizing of the mixture's viscosity. Besides, the presence of bar simulating armatures of a framing informs on the filling capacity of the mixture. After having raised the pitfall and once the out flow of the concrete finished, we measure the heights $H1$ and $H2$.

The V-Funnel test, developed by Okamura and Ozawa in 1995 allows to evaluate the passing capacity of the concrete through confined areas with the measure of the out-flow time to the funnel (in seconds). The funnel of concrete is filled and set to stand for 1 min. The test consists in observing the out flow of the concrete through the funnel and to measure the time of out-flow between the moment where the pitfall is free and the moment where we see the light by the opening. In order to determine the rheological properties of SCC, the measures and the acceptable minimal and maximal values should be in conformity with the EFNARC.[14] Figure 3 illustrates the equipment used to characterize the fresh SCC.

Cubic (100 × 100 × 100 mm), prismatic (70 × 70 × 280 mm), and cylindrical (160 × 320 mm) specimens were used to evaluate the compressive strength, the splitting tensile strength, and modulus of elasticity of the concrete according to EN 12390-1 and 2,[15,16] EN 12390-5 [17] and ISO 1920-10 [18], respectively. All the molds were covered by plastic sheets and stored for 24 h in the laboratory prior to demolding afterwards; they were cured into water at 20 °C. The tests are conducted at different test ages of 7, 28, and 90 days. Also to show the strength gain with the time, all experiments were performed on three specimen replicates.

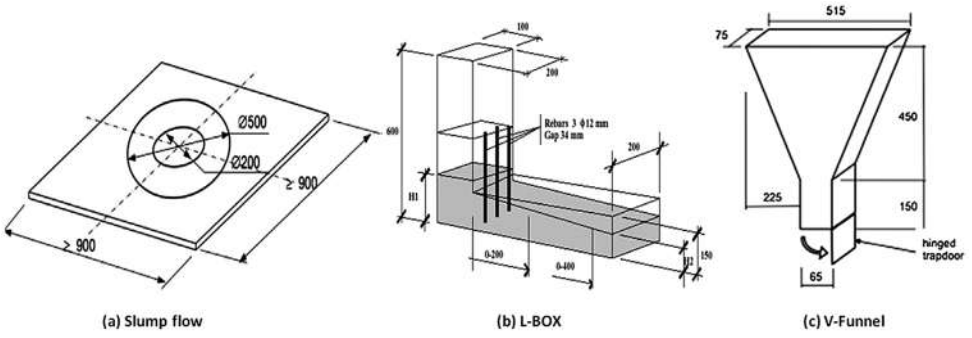


Figure 3. Fresh SCC testing equipment.

3. Results and discussion

For the fiber-reinforced ordinary concretes, the maximum of the volume fraction and the type of fibers is determined by the wished mechanical properties. However, for the SFRSCC, it is necessary to assure a good fluidity and a good segregation resistance.[19]

3.1. Fresh concrete

To obtain a SFRSCC, the procedure is to incorporate the SFs with different lengths and volume fraction while ensuring a fluidity, a passing ability, a filling capacity, and resistance to the segregation recommended by the EFNARC.[14] Table 4 summarizes the results of the different concrete mixtures used in fresh state.

3.1.1. Slump flow diameter and T_{50}

From Table 3, the slump flow T_{50} times obtained were less than 3.4 s. According to EFNARC,[14] this time must be between 2 and 5 s. The slump flow diameters of all

Table 4. Results of fresh concrete mixtures.

		Slum flow test						
		Slump flow Diameter (mm)						
Concrete		T = 0 (min)	T = 30 (min)	T = 60 (min)	T = 90 (min)	T_{50} (s)	V-funnel flow time (s)	H2/H1 (L-Box)
RSCC		800	690	550	350	1.05	5.18	0.90
F35-SCC-V_f	0.3%	800	680	540	330	1.07	5.30	0.89
	0.5%	780	678	540	330	1.15	5.49	0.86
	0.8%	760	650	515	315	1.19	5.69	0.83
	1%	735	620	500	300	1.22	5.70	0.82
	1.2%	650	600	490	280	1.22	6.15	0.80
	1.4%	620	589	470	275	1.75	8.99	0.70
F40-SCC-V_f	0.3%	795	680	545	330	1.10	5.32	0.88
	0.5%	790	680	540	323	1.15	6.55	0.85
	0.8%	700	620	470	272	1.15	8.90	0.80
	1%	650	590	400	200	1.23	11.05	0.75
F50-SCC-V_f	0.3%	750	660	480	300	1.13	5.59	0.84
	0.5%	700	600	420	250	1.24	6.65	0.79
	0.8%	680	580	380	210	1.24	8.07	0.62
	1%	630	550	330	190	1.35	10.54	0.50

mixtures were in the range of 620–800 mm. However, the acceptable diameter is generally in the range from 650 to 800 mm.[14] Figures 4 and 5 shows the effect of fiber factor ($V_f \times l/d$) on the slump flow diameters (flow ability) and the T_{50} time (viscosity) of SFRSCC, respectively.

From Figure 4 it can be clearly observed that the workability of SFRSCC is strongly influenced by the fiber factor. The higher the percentage and the length of SF, the lower the flow ability of concrete. Similar results have been reported by other investigators.[19–25] This result is also confirmed in Figure 5 when it is clearly visible that the flow time of SFRSCC increases with the increase on the percentage and length of SF. This decrease in fluidity is also influenced by the wave shape of the fibers. Martinie et al. [24] found that the shape of the fibers contributes to the reduction of the flow of fiber concrete. The optimum fluidity of the concrete is obtained at 1.2, 1, and 0.8% of fiber volume fraction, respectively, for SFRSCC with 30, 40, and 50 mm of SF length.

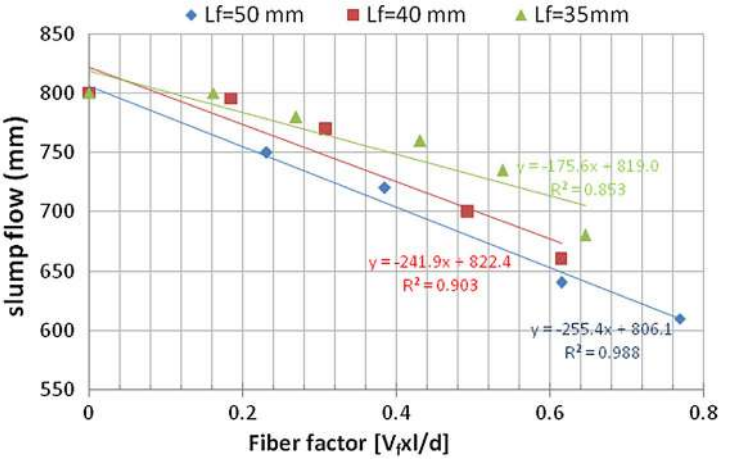


Figure 4. Effect of fiber factor on the flow ability of SFRSCC.

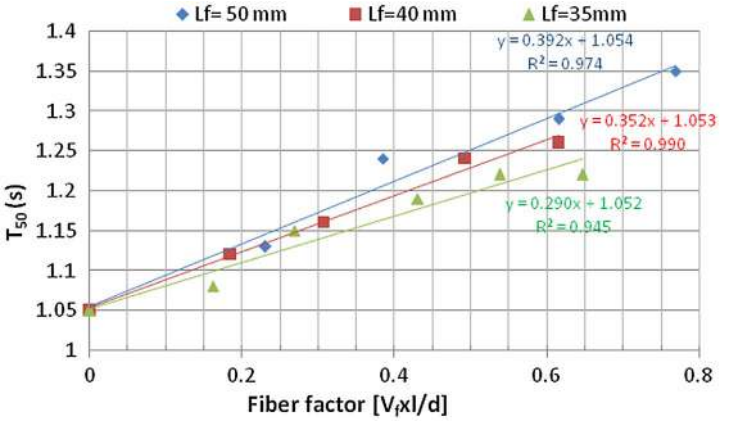


Figure 5. Effect of fiber factor on the T_{50} of SFRSCC.

3.1.2. V-Funnel flow-time

The V-Funnel test allows measuring the deformation speed of flowing concrete. Figure 6 shows the effect of fiber factor on the V-funnel flow time, higher the content of longer fibers, the more passing behavior of mixtures was decisive. More we increase fibers length more the flow time rapidly converges to the threshold.[23] The SFRSCC with fiber length of 40 mm presents an increase in the V-funnel flow time until a percentage of 1.2. This convergence time to the threshold claimed signs of segregations and heterogeneous mixtures. On the other hand, the higher the percentage of fibers increases, the more disturbs the workability of concrete and consequently the increase in viscosity causes segregations and possible blockage at the level of armatures.[22,24] These results are subsequently confirmed through the L-box test.

3.1.3. Filling capacity through the L-box

The L-box test gives a good appreciation of the filling capacity and segregation resistance of concrete. Figures 7 and 8 show the effect of fiber factor on the filling capacity of SFRSCC. In the same way as for workability, filling capacity of SFRSCC decreases with an increase in

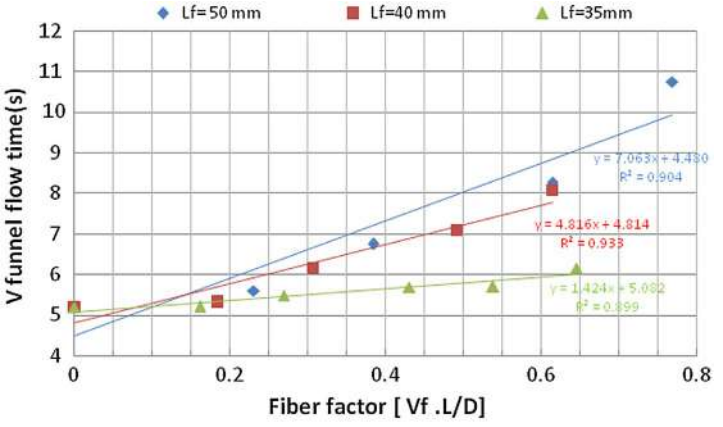


Figure 6. Variation of V-funnel flow time of SFRSCC with fiber factor.

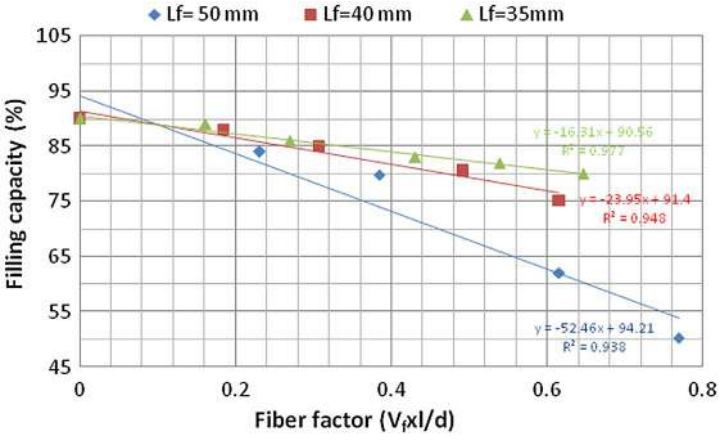


Figure 7. Effect of fiber factor on the filling capacity of RFSCC.



Figure 8. Concrete blocking.

SF. F40-SCC-V_f and F50-SCC-V_f concrete family are more affected than F35-SCC-V_f. The percentage of SF tolerated before blocking is 0.5 and 0.8%, respectively, for SCC made with SF of 50 and 40 mm of length against it can reach 1.2% for SCC made with SF of 35 mm of length. However, the filling capacity of SFRSCC is more affected by the length of SF used.

Swamy et al. [26] have shown the existence of a critical fiber concentration beyond which the material does not flow over despite its rheological characteristics. This same finding is reported by others [21,22] researchers who emphasized an increased effect of SF on the workability of SFRSCC: beyond a certain concentration in fiber, the concrete becomes too stiff and has more difficulty to flow between the reinforcement.

3.2. Hardened concrete

3.2.1. Compressive strength

According to EN 12390-1 & 2,[15,16] cubic specimens of 100 mm size were used to measure the compressive strength of concrete at age of 7, 28, and 90 days. All the molds were covered by plastic sheets and stored for 24 h in the laboratory prior to demolding afterwards; they were cured into water at 20 °C. The results are shown in Table 5 and Figure 9. The results show that compressive strength of SFRSCC is negatively influenced by fiber factor and decreases with increase in SF (length or content). This decrease is valuated at average of 2, 5, and 10%, respectively, for SFRSCC with 35, 40, and 50 mm of SF length at 28 days. This is probably due to the decrease in compactness concrete resulting from the increase in porosity caused by the addition of SF. In effect, the use of SF decreases significantly brittle fracture of the concrete, giving more ductility to SFRSCC.[1] By bridging between sides of cracks, fibers

Table 5. Mechanical characteristics of hardened concrete.

		Compressive strength (MPa)						Splitting tensile strength (MPa)						Modulus of elasticity (GPa)	
		7 days		28 days		90 days		7 days		28 days		90 days		28 days	
Concrete		A	SD	A	SD	A	SD	A	SD	A	SD	A	SD	A	SD
RSCC		46.72	0.23	55.74	0.24	58.60	0.26	3.670	0.27	3.88	0.25	4.57	0.25	31.12	0.25
F35-SCC-V_f	0.3%	45.17	0.25	55.42	0.28	56.87	0.26	3.910	0.28	4.29	0.26	5.17	0.25	33.35	0.27
	0.5%	44.93	0.28	53.48	0.29	56.05	0.29	4.040	0.3	4.52	0.28	5.77	0.26	36.44	0.26
	0.8%	44.60	0.32	52.35	0.33	55.85	0.32	4.290	0.32	4.95	0.32	6.45	0.32	39.46	0.32
	1%	44.05	0.34	51.27	0.34	54.87	0.34	4.480	0.35	5.47	0.33	6.80	0.32	40.16	0.35
	1.2%	44.15	0.36	50.23	0.36	54.68	0.35	5.09	0.35	5.60	0.35	7.53	0.33	41.90	0.36
F40-SCC-V_f	0.3%	45.29	0.29	55.62	0.29	57.2	0.28	4.120	0.28	4.86	0.28	5.80	0.27	34.79	0.29
	0.5%	45.03	0.31	53.81	0.3	56.77	0.31	4.350	0.31	5.26	0.31	6.20	0.31	37.976	0.32
	0.8%	44.80	0.33	53.29	0.33	55.62	0.32	4.680	0.34	5.67	0.32	7.09	0.32	41.387	0.31
F50-SCC-V_f	0.3%	45.54	0.28	55.52	0.29	57.95	0.29	4.690	0.26	5.330	0.25	6.20	0.24	36.86	0.30
	0.5%	44.85	0.31	54.87	0.31	57.87	0.32	5.120	0.29	5.790	0.27	6.89	0.27	40.44	0.32

Note: A: Average value, SD: standard deviation.

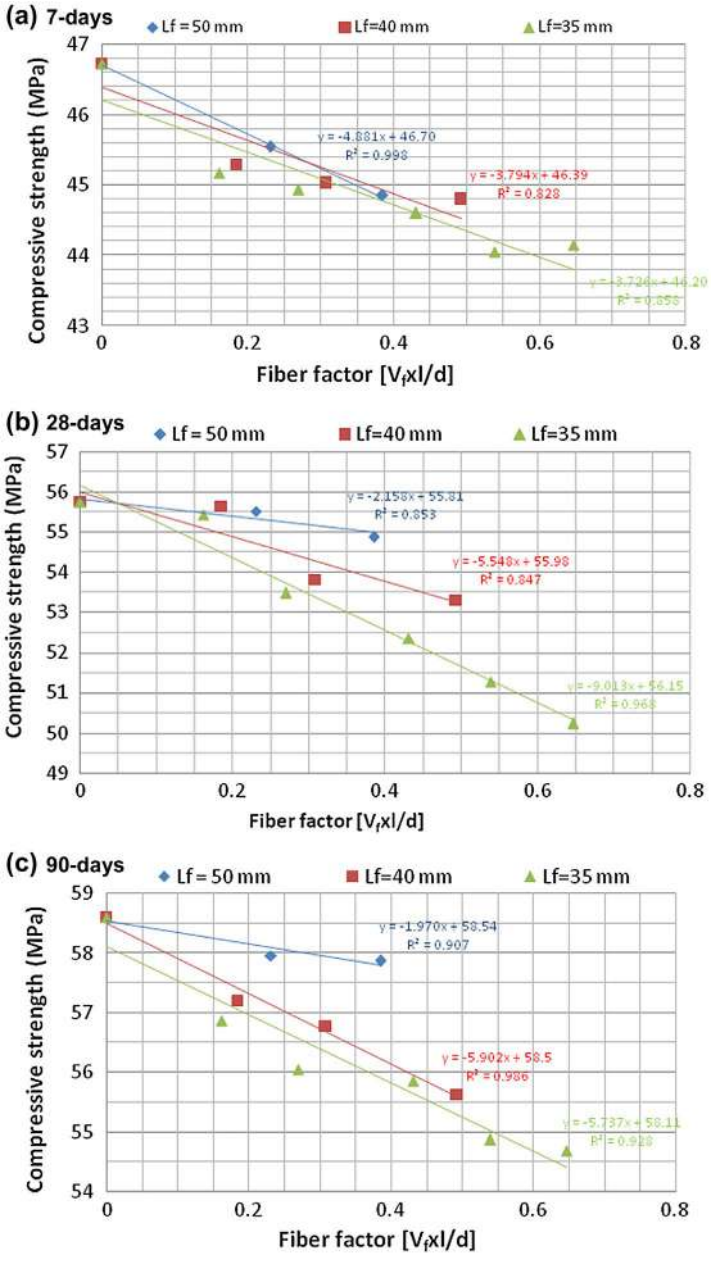


Figure 9. Variation of the compressive strength with fiber factor.

tend to preserve the integration of concrete until high deformation and therefore prevent brittle failure. Their mechanical role and hence their beneficial use, is activated only after the appearance of cracking. Similar researches are found by other researchers' who report that the decrease in compressive strength of SFRSCC is due to the decrease in workability following the increase in volume fraction of SF.[27–32] The SF leads to a change in failure mode from a brittle failure into a ductile failure. The increase in SF (length or content) leads to reduce crack width and spacing, which can improve the durability of concrete.

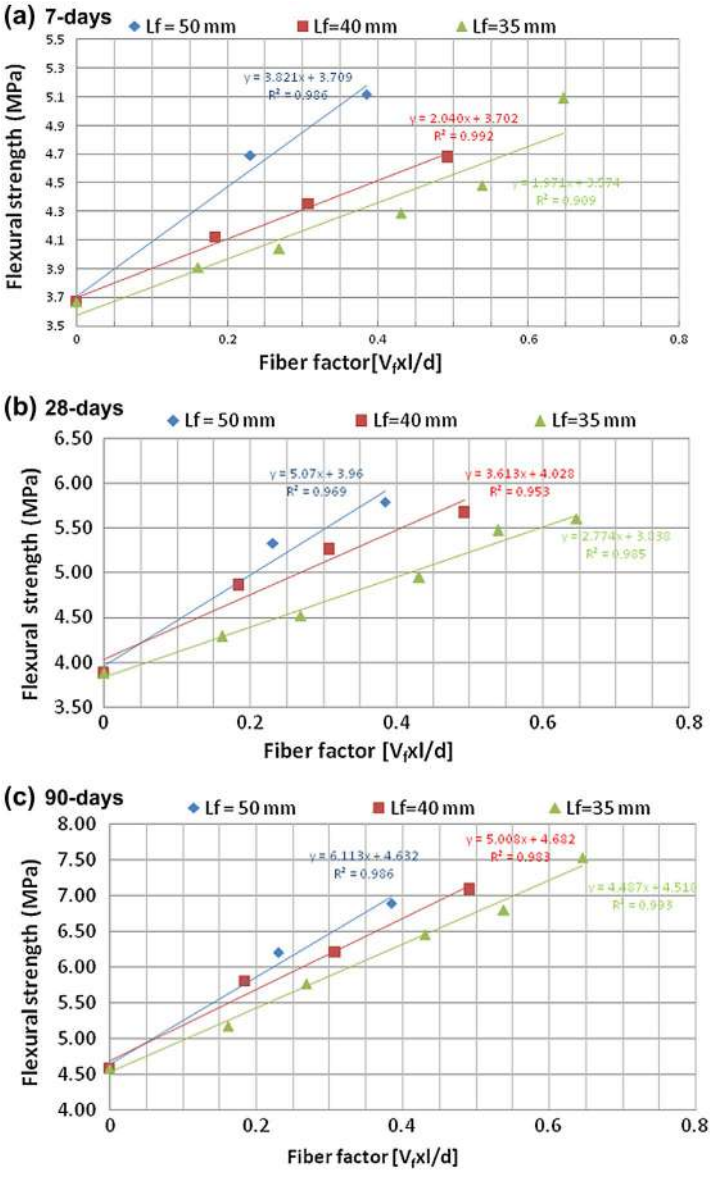


Figure 10. Variation of the splitting tensile strength with fiber factor.

3.2.2. *Splitting tensile strength*

The splitting tensile strength was measured at the ages of 7, 28, and 90 days by a three-points bending test, using a testing machine with a maximum load capacity of 30 kN (according to EN 12390-5 [17]). All the molds were covered by plastic sheets and stored for 24 h in the laboratory prior to demolding afterwards; they were cured into water at 20 °C. The results are presented in Table 5 and Figure 10. Contrarily to compressive strength, the results show that tensile strength of SFRSCC is positively influenced by fiber factor and increases (about of 30%) with an increase in percentage and length of SF. Similar results have been reported by other investigators.[20,30–33] Kawamata and al [34] showed that the increase in V_f and

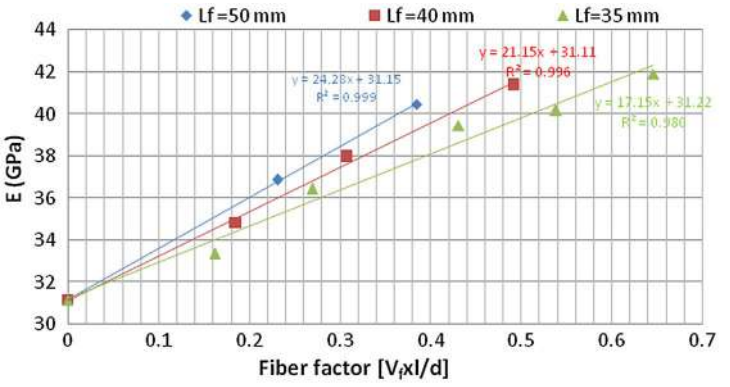


Figure 11. Variation of modulus of elasticity with fiber factor of concrete at 28 days.

length of SF improves the behavior of SFRSCC. In this study, the authors having used four lengths (8, 16, 24, and 32 mm) of SF and a maximal volume fraction of 1%.

3.2.3. Modulus of elasticity

At the age of 28 days, the modulus of elasticity of concrete was measured using a mechanical extensometer and electrical gauges on cylindrical concrete specimen according to ISO 1920-10 [18].The results are presented in Table 5 and Figure 11 and shown that the modulus of elasticity varies in the same way as the splinting tensile strength and increases with the fiber factor. An increase up to 23, 26, and 29% of the modulus of elasticity was observed for F35-SCC-0.3%, F40-SCC-0.5% and F50-SCC-0.8%, respectively, comparing to RSCC. Other researchers [18,31,35–38] reported that SFs are able to improve the modulus of elasticity of SRFSCC from 6 to 30%.

4. Conclusions

This paper describes the results of an experimental study developed to observe the length and the volume fraction effects of SFs on the behavior of the self-compacting concrete. The following conclusions may be drawn from the present investigation:

- The workability of SFRSCC is negatively influenced by the fiber factor. The higher the percentage and length of SF are, the lower the flow ability of concrete is.
- The optimum fluidity of the concrete is obtained at 1.2, 1, and 0.8% of fiber volume fraction, respectively, for SFRSCC with 35, 40, and 50 mm of SF length.
- The more the percentage (until a percentage of 1.2) of fibers increases, the more it disturbs the workability of concrete and consequently the increase in viscosity causes segregations and possible blockage at the level of armatures.
- The percentage of SF tolerated before blocking is 0.5 and 0.8%, respectively, for the SCC made with SF of 50 and 40 mm of length and it can reach 1.2% for the SCC made with SF of 30 mm of length.
- The compressive strength of SFRSCC decreases with an increase on percentage and length of SF. This decrease is valuated at average of 2, 5, and 10%, respectively, for the SFRSCC with 30, 40, and 50 mm of SF length at 28 days.

- Contrarily to compressive strength, the tensile strength of SFRSCC increases (about of 30%) with an increase in percentage and length of SF.
- The modulus of elasticity varies in the same way as the tensile strength and increases with the fiber factor. The optimum is obtained at 0.3, 0.5, and 0.8% of fiber factor, respectively, for SFRSCC with 35, 40, and 50 mm of SF length.

Acknowledgments

The authors are grateful for the invaluable support of L2MGC Laboratory of the University of Cergy-Pontoise (France).

Disclosure statement

No potential conflict of interest was reported by the authors.

ORCiD

I. Irki http://orcid.org/0000-0003-0152-2559
M. Bentchikou http://orcid.org/0000-0001-5980-233X

References

[1] Fantilli AP, Vallini P, Chiaia B. Ductility of fiber-reinforced self-consolidating concrete under multi-axial compression. Cem. Concr. Compos. 2011;33:520–527.
[2] El-Dieb AS. Mechanical, durability and microstructural characteristics of ultra-high-strength self-compacting concrete incorporating steel fibers. Mater. Des. 2009;30:4286–4292.
[3] El-Dieb AS, Reda Taha MM. Flow characteristics and acceptance criteria of fiber-reinforced self-compacted concrete (FR-SCC). Constr. Build. Mater. 2012;27:585–596.
[4] Siddique R. Properties of self-compacting concrete containing class F fly ash. Mater. Des. 2011;32:1501–1507.
[5] Cattaneo S, Giussani F, Mola F. Flexural behaviour of reinforced, prestressed and composite self-consolidating concrete beams. Constr. Build. Mater. 2012;36:826–837.
[6] Lawler JS, Zampini D, Shah SP. Permeability of cracked hybrid fiber reinforced mortar under load. Mater. J. 2002;99:379–385.
[7] Voigt T, Bui VK, Shah SP. Drying shrinkage of concrete reinforced with fiber sand welded-wire fabric. Mater. J. 2004;101:233–241.
[8] Soutsos MN, Le TT, Lampropoulos AP. Flexural performance of fibre reinforced concrete made with steel and synthetic fibres. Constr. Build. Mater. 2012;36:704–710.
[9] Brandt AM. Fibre reinforced cement-based (FRC) composites after over 40 years of development in building and civil engineering. Compos. Struct. 2008;86:3–9.
[10] Valle M, Buyukozturk O. Behavior of fiber reinforced high strength concrete under direct shear. Mater. J. 1993;90:122–133.
[11] Madandoust R, Ranjbar MM, Ghavidel R, et al. Assessment of factors influencing mechanical properties of steel fiber reinforced self-compacting concrete. Mater. Des. 2015;83:284–294.
[12] Rossi P, Harrouche N. Mix design and mechanical behaviour of some steel-fibre-reinforced concretes used in reinforced concrete structures. Mater. Struct. 1990;23:256–266.
[13] Okamura H, Ozawa K. Mix design for self-compacting concrete. Conc. Library JSCE. 1995;25:107–120.
[14] EFNARC. European federation of producers and applicators of specialist products for structures. European specification for sprayed concrete. Surrey; 1996.

[15] EN 12390-1. Testing hardened concrete. Part1: shape, dimensions and other requirements for specimens and moulds BSI; 2012.
[16] EN 12390-2. Testing hardened concrete. Part 2: making and curing specimens for strength tests BSI; 2009.
[17] EN 12390-5. Testing hardened concrete. Part 5: flexural strength of test specimens BSI; 2009.
[18] ISO 1920-10. Testing of concrete. Part 10: determination of static modulus of elasticity in compression ISO; 2010.
[19] Ding Y, Liu S, Zhang Y, et al. The investigation on the workability of fibre cocktail reinforced self-compacting high performance concrete. Constr. Build. Mater. 2008;22:1462–1470.
[20] Khaloo A, Molaei Raisi ER. Mechanical performance of self-compacting concrete reinforced with steel fibers. Constr. Build. Mater. 2014;51:179–186.
[21] Grünewald S, Walraven JC. Parameter-study on the influence of steel fibers and coarse aggregate content on the fresh properties of self-compacting concrete. Cem. Concr. Res. 2001;31: 1793–1798.
[22] As'ad S, Gunawan P, Syarif Alaydrus M. Fresh state behavior of self compacting concrete containing waste material fibres. Procedia Eng. 2011;14:797–804.
[23] Akcay B, Tasdemir MA. Mechanical behaviour and fibre dispersion of hybrid steel fibre reinforced self-compacting concrete. Constr. Build. Mater. 2012;28:287–293.
[24] Martinie L, Rossi P, Roussel N. Rheology of fiber reinforced cementitious materials: classification and prediction. Cem. Concr. Res. 2010;40:226–234.
[25] Westerholm M, Lagerblad B, Silfwerbrand J, et al. Influence of fine aggregate characteristics on the rheological properties of mortars. Cem. Concr. Compos. 2008;30:274–282.
[26] Swamy RN, Mangat PS. Influence of fiber-aggregate interaction on some properties of steel fiber reinforced concrete. Mater. Struct. 1974;7:307–314.
[27] Corinaldesi V, Moriconi G. Characterization of self-compacting concretes prepared with different fibers and mineral additions. Cem. Concr. Compos. 2011;33:596–601.
[28] Centonze G, Leone M, Aiello MA. Steel fibers from waste tires as reinforcement in concrete: a mechanical characterization. Constr. Build. Mater. 2012;36:46–57.
[29] Awwad E, Mabsout M. Studies on fiber-reinforced concrete using industrial hemp fibers. Constr. Build. Mater. 2012;35:710–717.
[30] Hassanpour M, Shafigh P, Mahmud HB. Lightweight aggregate concrete fiber reinforcement – a review. Constr. Build. Mater. 2012;37:452–461.
[31] Alberti MG, Enfedaque A, Gálvez JC. On the mechanical properties and fracture behavior of polyolefin fiber-reinforced self-compacting concrete. Constr. Build. Mater. 2014;55:274–288.
[32] Boulekbache B, Hamrat M. Flowability of fibre-reinforced concrete and its effect on the mechanical properties of the material. Constr. Build. Mater. 2010;24:1664–1671.
[33] Mohammadi Y, Singh SP, Kaushik SK. Properties of steel fibrous concrete containing mixed fibres in fresh and hardened state. Constr. Build. Mater. 2008;22:956–965.
[34] Kawamata A, Mihashi H, Fukuyama H. Flexural failure properties of hybrid fiber reinforced cementitious composites. Proceedings of AIJ Tohoku Chapter Architectural Research Meeting, Vol. 63; Japan. 2000. p. 69–72.
[35] Domagała L. Modification of properties of structural lightweight concrete with steel fibres. J. Civ. Eng. Manage. 2011;17:36–44.
[36] Kayali O, Haque MN, Zhu B. Some characteristics of high strength fiber reinforced lightweight aggregate concrete. Cem. Concr. Compos. 2003;25:207–213.
[37] Bilodeau A, Kodur VKR, Hoff GC. Optimization of the type and amount of polypropylene fibres for preventing the spalling of lightweight concrete subjected to hydrocarbon fire. Cem. Concr. Compos. 2004;26:163–174.
[38] Shafigh P, Mahmud H, Jumaat MZ. Effect of steel fiber on the mechanical properties of oil palm shell lightweight concrete. Mater. Des. 2011;32:3926–3932.