

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF - M'SILA

FACULTE DE TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

N° :



DOMAINE : TECHNOLOGIE
FILIERE : GENIE CIVIL
OPTION : MATERIAUX

Mémoire présenté pour l'obtention
Du diplôme de Master Académique

Par : MOSTEFAI Soufienne

Intitulé

**Evaluation de la qualité des bétons autoplaçant
(BAP) fibrés aux moyens des Essais
Non-Destructifs (END) et essai direct**

Soutenu devant le jury composé de :

Mr. NACERI Abdelghani	Professeur	Président
Mr. RAHMOUNI Zine El Abidine	Professeur	Encadreur
Mme. DJEBRI Noura	MCB	Co-Encadreur
Mr. BELOUADAH M	MCB	Examineur
Mme. BOUALLEG Saida	MCB	Examineur

Année universitaire : 2018 /2019

Remerciements

La réalisation de ce mémoire a été possible grâce au concours de plusieurs personnes à qui je voudrais témoigner toute ma gratitude.

Je voudrais dans un premier temps remercier, mon encadreur **Pr.Zine El Abidine RAHMOUNI**, pour sa disponibilité et surtout ses judicieux conseils, qui ont contribué à alimenter ma réflexion.

Je tiens à exprimer toute ma reconnaissance à mon co-encadreur, Madame Noura DJEBRI. Je la remercie de m'avoir encadré, orienté, aidé et conseillé.

J'adresse mes sincères remerciements à tous les professeurs, intervenants et toutes les personnes qui par leurs paroles, leurs écrits, leurs conseils et leurs critiques ont guidé mes réflexions et ont accepté de me rencontrer et de répondre à mes questions durant mes recherches.

Je voudrais exprimer ma reconnaissance envers les amis et collègues qui m'ont apporté leur soutien moral et intellectuel tout au long de ma démarche.

Il me serait impossible, enfin, de ne pas saluer ma famille pour le soutien et les encouragements qu'ils n'ont cessé de me prodiguer, tout au long de ce travail.

Je dédie cet ouvrage à la mémoire de mes parents que Dieu ait leurs âmes.

Résumé :

Les bétons autoplaçant (BAP) sont des bétons qui, à l'état frais, sont caractérisés par une fluidité telle que, par le seul effet de leur propre poids et sans énergie de compactage supplémentaire, ils sont capables de remplir complètement le coffrage. Leur composition avec un volume de pâte supérieur à celui des bétons ordinaires augmente leur sensibilité à la fissuration. L'ajout des fibres métalliques améliore leurs propriétés mécaniques.

L'objectif de cette étude est de proposer des corrélations simples entre les essais au scléromètre, la vitesse ultrasonique et la résistance à la compression sur des bétons à base de matériaux locaux et pour des résistances reflétant les pratiques courantes des chantiers en Algérie. Les résultats obtenus ont donné des corrélations acceptables.

Mots clés : Béton autoplaçant, Fibres métalliques, Propriétés rhéologiques, Propriétés mécaniques, essais non-destructifs (END).

Abstract :

Self-placing concretes (BAP) are concretes which, in the fresh state, are characterized by a fluidity such that, by the sole effect of their own weight and without additional compaction energy, they are able to completely fill the formwork. Their composition with a volume of pulp greater than that of ordinary concretes increases their sensitivity to cracking. The addition of metal fibers improves their mechanical properties.

The aim of this study is to propose simple correlations between sclerometer tests, ultrasonic velocity and compressive strength on concretes based on local materials and for resistances reflecting the current practices of construction sites in Algeria. The results obtained gave acceptable correlations.

Key words: Self - compacting concrete, Metallic fibers, Rheological properties, Mechanical properties, Non destructive tests (NDT)

ملخص

الخرسانات ذاتية التحديد (BAP) هي خرسانات تتميز ، في الحالة الطازجة، بسيولة بحيث ، من خلال التأثير الوحيد لوزنها وبدون طاقة ضغط إضافية ، تكون قادرة على ملء صب الخرسانة بالكامل. تكوينها مع حجم اللب أكبر من الخرسانة العادية يزيد من حساسيتها للتشقق. إضافة الألياف المعدنية يحسن خواصها الميكانيكية.

الهدف من هذه الدراسة هو اقتراح ارتباطات بسيطة بين اختبارات مقياس التصلب والسرعة فوق الصوتية وقوة الضغط على الخرسانة على أساس المواد المحلية والمقاومة التي تعكس الممارسات الحالية لمواقع البناء في الجزائر. أعطت النتائج التي تم الحصول عليها ارتباطات مقبولة.

الكلمات المفتاحية: خرسانة ذاتية التحديد، ألياف معدنية ، خواص ريولوجية ، خواص ميكانيكية ، اختبارات غير مهدمة.

Table des matières

La liste des Figures.....	i
La liste des tableaux	iv
Introduction générale :	1
Chapitre I :Le béton autoplaçant fibré (BAPF) :	5
I.1.le béton autoplaçant (BAP) :	5
I.1.2.Propriétés des BAP à l'état frais :.....	6
I.1.2.1.Caractéristiques rhéologiques fondamentales des BAP :	6
I.1.2.2.Essais de caractérisation des BAP :.....	10
I.1.2.2.1.Capacité de remplissage:.....	10
I.1.2.2.2.Essai de la boîte:	10
I.1.2.2.3.Essai de capacité de remplissage:.....	11
I.1.2.2.4.Essai du tube en U :	12
I.1.2.3.Déformabilité :.....	13
I.1.2.3.1.Essai d'étalement (slump flow) :	13
I.1.2.3.2.Essai de la boîte L :.....	14
I.1.2.3.3.Stabilité au tamis :	15
I.1.2.3.4.Essai d'étalement modifié (J-Ring) :	16
I.1.2.3.5.Essai de V-funnel :.....	18
I.1.3.Propriétés des BAP à l'état durci :.....	19
I.1.3.1.Essai de compression :	19
I.1.3.2.Essai de traction par flexion :.....	20
I.1.4.Les avantages des BAP :	21
I.2.le béton autoplaçant fibré (BAPF) :.....	22
I.2.1.Introduction :	22
I.2.2.Formulation des BAPF :.....	23

I.2.3. Conditions optimales de fonctionnement des fibres :.....	23
I.2.3.1. Mécanisme de fonctionnement du couple béton-fibres :.....	25
I.2.3.2. Rôle des fibres dans le béton:.....	26
I.2.4 : Propriétés et Comportement du béton fibré dans les structures :.....	28
I.2.4.1. Comportement mécanique:	28
I.2.4.1.1. Comportement en compression uniaxiale:.....	30
I.2.4.1.2. Résistance à la flexion:	30
I.2.4.1.3. Comportement en traction :.....	32
I.2.4.1.4. Comportement en fatigue :.....	33
I.2.4.2 : Comportement différé : fluage et retrait :	34
I.2.4.3 : Influence des fibres sur l'ouvrabilité :	35
I.2.4.4 : Influence de la teneur en fibres sur la composition des BAP : ..	37
I.2.5 Les avantages du béton de fibres :.....	38
I.2.6 Les fibres :	39
I.2.6.1 : Les différents types de fibres :	39
I.2.6.1.1. Les fibres métalliques :	40
I.2.6.1.2. Les fibres de polypropylène :	41
I.2.6.1.3. Les fibres végétales :	42
I.2.6.1.3. Les fibres de verre :	42
I.2.6.2. Le rôle des fibres :	43
I.2.6.3. Influence des fibres sur les propriétés des BAPF à l'état frais :.....	45
I.2.7. Propriétés mécaniques des fibres métalliques :.....	46
I.2.8. Les principaux constituants des BAPF :	48
I.2.8.1. Matériaux de base :	48
I.2.8.1.1. Le ciment :	48
I.2.8.1.2. Les granulats :	50
I.2.8.1.3. L'eau :	51
I.2.8.2. Additions minérales :	51
I.2.8.3. Adjuvants chimiques :.....	52
I.2.8.3.1. Les superplastifiants :	52
I.2.8.3.2. Les argents colloïdaux :	53

I.2.8.4. Autres additions :	55
I.2.9. Conclusion :	55
Chapitre II : Les essais non destructifs du béton (NDT) :	57
II.1. Introduction :	57
II.2. Définition :	58
II. 3. Avantages et Inconvénients :	58
II. 4. Essai d'auscultation sonique : [EN 12504-4] :	58
II.4.1. Principe de l'essai :	59
II.5. Méthodes de mesure de la vitesse de propagation des ultrasons :	60
II.5.1. Mesures en transparence directe :	60
II.5.2. Mesures en surface :	60
II.5.3. Mesures en transparence par rayonnement :	61
II.5.3.1– Mode opératoire direct :	61
II.5.3.2– Influence des armatures :	63
II.5.3.3– Influence des conditions d'essai :	63
II.5.4. Interprétation des résultats mesurés :	64
II.5.5. Les avantages :	65
II.5.6. Les inconvénients :	66
II.6. Essai sclérométrique : [EN 12398] :	66
II.6.1. Principe de l'essai :	67
II.6.2. Appareillage :	68
II.6.2.1– Le scléromètre :	68
II.6.2.2– La pierre à polir :	69
II.6.3. Exécution des mesures :	69
II.6.3.1– Mesures sur les éprouvettes :	70
II.6.3.2– Mesures sur un ouvrage :	71
II.6.4. Exploitation des résultats :	71
II.6.5. Les avantages :	71
II.6.6. Les inconvénients :	71
II.7. La méthode combinée :	72

II.7.1.Les avantages :	75
II.7.2.Les inconvénients :	75
II.8.Conclusion :	75
Chapitre III :La partie expérimentale, formulation, matériaux et matériels :	76
III.1.Introduction :	76
III.2.Caractéristiques des matériaux utilisés et composition du BAPF :	76
III.2.1.Le sable :	77
III.2.1.1.Analyse granulométrique :	77
III.2.1.2.Caractéristiques physiques du sable :	80
III.2.1.2.1. La masse volumique absolue :	80
III.2.1.2.2 La masse volumique apparente :	80
III.2.1.2.3 Porosité et compacité et indice des vides :	82
III.2.1.2.4 Equivalent de sable :	82
III.2.1.2.5 La teneur en eau de sable :	86
III.2.1.2.6 Le degré d'absorption d'eau du sable :	86
III.2.2.Le gravier :	87
III.2.2.1.Analyse granulométrique :	87
III.2.2.2.Caractéristiques physiques du gravier :	88
III.2.2.2.1 La masse volumique apparente :	88
III.2.2.2.2 La masse volumique apparente absolue :	89
III.2.2.2.3 Porosité et compacité et indice des vides :	90
III.2.2.2.4 La teneur en eau de sable :	90
III.2.2.2.5 Degré d'absorption d'eau du gravier :	91
III.2.2.2.6 Essai de la dureté (Essai Los Angeles) :	92
III.2.3– Le ciment :	93
III.2.4– Les fibres métalliques :	95
III.2.5– L'adjuvant :	96
III.2.6– Le filler (marbre) :	96
III.2.7– L'eau de gachage :	97

III.3. Formulation du béton autoplaçant :	98
III.3.1. Préparation de la gachée :	98
III.3.2. Conservation des éprouvettes :	99
III.3.3. Formulation de béton autoplaçant :	99
III.3.3.1– Les constituants présents dans le mélange :	99
III.3.3.2– Les compositions des différents bétons :	102
III.4. Essais de caractérisation du béton autoplaçant à l'état frais :	102
III.4.1. Détermination de la consistance au cône d'Abram's	102
III.4.1.1– Matériel utilisé :	102
III.4.1.2– Mode opératoire :	103
III.4.2. Détermination du risque de blocage à l'aide de la boîte L :	104
III.4.3. Détermination de la résistance à la ségrégation par l'évaluation de la stabilité au tamis :	105
III.4.3.1– Matériel utilisé :	105
III.4.3.2– Mode opératoire :	105
III.5. Essais de caractérisation du béton autoplaçant à l'état durci :	106
III.5.1. Essai de compression :	106
III.5.2. Essai de traction par flexion :	108
III.5.3. Mesure de la porosité :	109
III.6. Détermination de la résistance par les essais non destructifs :	110
III.6.1. Essai au scléromètre :	110
III.6.1.1– Principe de l'essai :	111
III.6.1.2– Avantages :	111
III.6.1.3– Inconvénients :	112
III.6.2. Essai d'auscultation dynamique :	113
III.6.2.1– Principe de l'essai :	113
III.6.2.2– Avantages :	113
III.6.2.3– Inconvénients :	114
III.7. Conclusion :	115

Chapitre IV :Résultats et discussions :	117
IV.1.Résultats des essais à l'état frais :.....	117
IV.2.Résultats des essais à l'état durci :.....	120
IV-2-1.La résistance mécanique à la compression et à la traction par flexion :	120
IV-2-2.Les essais non destructifs (NDT) :.....	125
IV.3– L'étude de la corrélation :	128
IV.3.1.La corrélation (Rc) en fonction de (V) :.....	128
IV.3.2.La corrélation (Rc) en fonction de (Is) :.....	131
IV.4.Conclusion :.....	134
Conclusion générale	135
Références bibliographiques	138
Annexes	144

Liste des Figures

Fig. I.1.	Aspect à l'état frais d'un BO plastique et d'un BAP.....	6
Fig. I.2.	Exemples de comportements rhéologiques pour différents types de béton.....	8
Fig. I.3.	Rhéomètres développés pour les bétons.....	10
Fig. I.4.	Essai de la boîte.....	11
Fig. I.5.	Essai de capacité de remplissage.....	12
Fig. I.6.	Essai du tube en U.....	13
Fig. I.7.	Mesure de l'étalement des BAP.....	14
Fig. I.8.	Essai de la boîte en L.....	15
Fig. I.9.	Essai de stabilité au tamis.....	16
Fig. I.10.	Dispositif de l'essai d'étalement modifié (J-Ring).....	17
Fig. I.11.	Essai de l'entonnoir.....	18
Fig. I.12.	Mesure de la résistance à la compression.....	19
Fig. I.13.	Mesure de la résistance à la traction par flexion.....	21
Fig. I.14.	Classe de consistance des bétons et affaissement.....	21
Fig. I.15.	Interaction fibre-matrice : efforts et contraintes induits pour l'arrachement d'une fibre.....	25
Fig. I.16.	Evolution de la contrainte d'adhérence fibre-matrice en fonction du déplacement.....	26
Fig. I.17.	Influence de la longueur d'ancrage sur le comportement.....	27
Fig. I.18.	Résultats effort-flèche en flexion 3 points de béton (sans précautions particulières).....	31
Fig. I.19.	Résultats effort-flèche en flexion 3 points de béton.....	31
Fig. I.20.	Exemples de comportement en traction uniaxiale, sur éprouvette entaillée.....	32
Fig. I.21.	Contribution des fibres dans le comportement à la traction.....	33
Fig. I.22.	courbe de Wöhler.....	34
Fig. I.23.	Différents types de fibres métalliques.....	41
Fig. I.24.	Fibres de polypropylènes.....	42
Fig. I.25.	Fibre végétale.....	42
Fig. I.26.	Fibre de verre.....	43
Fig. I.27.	Illustration de l'apport du renfort par des fibres.....	44
Fig. I.28.	Différentes formes géométriques de fibres métalliques.....	47
Fig. I.29.	Actions des superplastifiants.....	53

Fig. II.1.	Mesures en transparence directe.....	60
Fig. II.2.	Mesures en surface.....	61
Fig. II.3.	Mesures en transparence par rayonnement.....	61
Fig. II.4.	Points de mesures pour une dalle et un poteau.....	62
Fig. II.5.	Détérioration d'un béton par des cycles gel-dégel.....	66
Fig. II.6.	Scléromètre à béton mécanique.....	66
Fig. II.7.	La résistance probable du béton en fonction de la mesure du recul (Linéaire ou angulaire).....	67
Fig. II.8.	Composition de scléromètre.....	69
Fig. II.9.	Mesure sur une éprouvette cylindrique (16*32) cm ³	70
Fig. II.10	La relation entre la résistance à la compression et l'indice de rebondissement d'un scléromètre utilisé à l'horizontale et à la verticale sur des surfaces de béton sèches et humides.....	72
Fig. II.11.	Courbe d'estimation de la résistance à la compression in situ par la vitesse de propagation d'ondes ultrasoniques et l'indice sclérométrique selon U Bellander.....	74
Fig. III.1.	Matériels utilisé pour l'analyse granulométrique.....	77
Fig. III.2.	Courbes granulométriques des granulats.....	79
Fig. III.3.	Essai d'équivalent de sable.....	84
Fig. III.4.	Appareil de l'essai Los Angeles.....	92
Fig. III.5.	Ciment Portland Composé (CPJ) MATINE.....	94
Fig. III.6.	Fibres métalliques (MEDAFAC et Fil d'attache).....	95
Fig. III.7.	Essai d'étalement.....	103
Fig. III.8.	Exemple d'étalement d'un BAP.....	104
Fig. III.9.	Blocage des granulats par la présence d'armatures.....	104
Fig. III.10.	Essai de la boîte en L.....	105
Fig. III.11.	Essai de la stabilité au tamis.....	106
Fig. III.12.	L'appareil de l'essai de compression.....	107
Fig. III.13.	L'appareil de l'essai de traction par flexion.....	108
Fig. III.14.	Formule de calcul de la résistance de traction.....	109
Fig. III.15.	Essai de la porosité.....	110
Fig. III.16.	Marteau de schmidt ou Scléromètre.....	111
Fig. III.17	Principe de fonctionnement d'un scléromètre.....	111
Fig. III.18.	Appareil d'ultra son.....	113
Fig. IV.1.	L'étalement en fonction de type de béton.....	118
Fig. IV.2.	Le taux de remplissage en fonction de type de béton.....	118
Fig. IV.3.	Le taux de remplissage en fonction de type de béton.....	119
Fig. IV.4.	La masse volumique en fonction de type de bétons.....	119

Fig. IV.5.	La résistance à la compression en fonction de l'âge des bétons....	122
Fig. IV.6.	La résistance à la traction par flexion en fonction de l'âge des bétons.....	124
Fig. IV.7.	La vitesse en fonction de l'âge des bétons.....	126
Fig. IV.8.	L'indice sclérométrique en fonction de l'âge des bétons.....	128
Fig. IV.9.	Résistance à la compression (R_c) en fonction de la vitesse d'ultrason (V) du BAPT.....	128
Fig. IV.10.	Résistance à la compression (R_c) en fonction de la vitesse d'ultrason (V) du BAPF1.....	129
Fig. IV.11.	Résistance à la compression (R_c) en fonction de la vitesse d'ultrason (V) du BAPF2.....	129
Fig. IV.12.	Résistance à la compression (R_c) en fonction de la vitesse d'ultrason (V) du BAPF3.....	130
Fig. IV.13.	Résistance à la compression (R_c) en fonction de la vitesse d'ultrason (V) du BAPF4.....	130
Fig. IV.14.	Résistance à la compression (R_c) en fonction de la vitesse d'ultrason (V) des différentes formulations BAP (globale).....	131
Fig. IV.15.	Résistance à la compression (R_c) en fonction de l'indice sclérométrique (I_s) du BAPT.....	131
Fig. IV.16.	Résistance à la compression (R_c) en fonction de l'indice sclérométrique (I_s) du BAPF1.....	132
Fig. IV.17.	Résistance à la compression (R_c) en fonction de l'indice sclérométrique (I_s) du BAPF2.....	132
Fig. IV.18.	Résistance à la compression (R_c) en fonction de l'indice sclérométrique (I_s) du BAPF3.....	133
Fig. IV.19.	Résistance à la compression (R_c) en fonction de l'indice sclérométrique (I_s) du BAPF4.....	133
Fig. IV.20.	Résistance à la compression (R_c) en fonction de l'indice sclérométrique (I_s) des différentes formulations BAP (globale)....	134

Liste des Tableaux

Tableau. I.1.	Les propriétés essentielles des BAP frais. Caractéristiques rhéologiques fondamentales des BAP.....	7
Tableau. II.1.	Appréciation de la compacité du béton.....	64
Tableau. III.1.	Analyse granulométrique du sable.....	78
Tableau. III.2.	La masse volumique absolue du sable.....	80
Tableau. III.3.	La masse volumique apparente à l'état lâche.....	81
Tableau. III.4.	La masse volumique apparente à l'état compact.....	82
Tableau. III.5.	Porosité, compacité et indice des vides.....	82
Tableau. III.6.	Equivalent de sable.....	85
Tableau. III.7.	Classification de la nature du sable en fonction de l'E.S.....	85
Tableau. III.8.	La teneur en eau du sable.....	86
Tableau. III.9.	Le degré d'absorption d'eau du sable.....	87
Tableau. III.10.	Analyse granulométrique du gravier 3/8.....	87
Tableau. III.11.	Analyse granulométrique du gravier 8/16.....	88
Tableau. III.12.	La masse volumique apparente du gravier.....	89
Tableau. III.13.	La masse volumique absolue du gravier.....	89
Tableau. III.14.	Porosité, compacité et indice des vides.....	90
Tableau. III.15.	Teneur en eau des graviers.....	91
Tableau. III.16.	Degré d'absorption d'eau du gravier.....	91
Tableau. III.17.	Caractéristiques mécaniques du gravier.....	92
Tableau. III.18.	Classification du gravier en fonction du coefficient de Los Angeles.....	93
Tableau. III.19.	Caractéristiques physiques du marbre.....	96
Tableau. III.20.	Caractéristiques chimiques du marbre.....	97
Tableau. III.21.	Caractéristiques chimiques de l'eau de gâchage.....	97
Tableau. III.22.	La composition des matériaux pour 1m ³ de béton.....	101
Tableau. III.23.	Classement de la formulation selon le pourcentage л.....	106
Tableau. IV.1.	Résultats d'essais sur les bétons frais.....	117
Tableau. IV.2.	Résistance à la compression.....	121
Tableau. IV.3.	Résistance à la traction par flexion.....	123
Tableau. IV.4.	Les essais à l'ultrason.....	125
Tableau. IV.5.	Les essais au scléromètre.....	127

Introduction Générale

Introduction Générale

Depuis son invention vers 1950, le béton est devenu le matériau de construction le plus utilisé au monde. En considérant la définition la plus large du béton, mélange d'un liant et de granulats, sa première utilisation pourrait remonter à près de 3000 ans avant J.C. Le béton au sens où nous le définissons aujourd'hui, c'est-à-dire le "béton ciment", mélange de ciment et de granulats, est apparu quant à lui dès la Rome antique. La première utilisation du béton (au sens large) remonterait aux premières cités de l'ancienne Mésopotamie (à partir de 3000 avant J.-C). Ce béton est composé essentiellement d'argile, de sable, de gravier et d'eau. Il est connu sous le nom de béton de terre (traditionnellement "pisé" ou "torchis"). Mais ce premier béton se dégrade plus rapidement que la pierre, c'est pourquoi les vestiges de cette époque sont rares.

Plus tard, durant l'antiquité égyptienne, des mortiers composés de chaux, d'argile, de sable et d'eau sont utilisés. Ils servent notamment à la conception de la pyramide d'Abou Rawash, construite vers 2600 avant J.-C.

À l'aube du XIXème siècle, l'anglais James Parker découvre en 1796 un calcaire argileux qui une fois chauffé à 900°C offre un ciment naturel à prise rapide. Ce matériau est commercialisé sous la marque "Ciment romain".

En 1818, le français Louis Vicat obtient une chaux artificielle supérieure en faisant calciner de la craie ou de la chaux pure avec de l'argile. La chaux hydraulique artificielle est née. Sous cette impulsion, l'usage du béton se généralise et de nombreuses avancées successives scellent son succès.

Entre 1867 et 1891, Joseph Monier dépose plusieurs brevets et invente le "ciment armé", amenés à devenir le béton armé sous l'impulsion de François Hennebique ou encore de Auguste Perret au début du XXème siècle.

Aux alentours du I^{er} siècle après J.-C, les romains s'emparent de cette technique en l'améliorant. Ils ajoutent à la chaux de la pouzzolane ou des tuileaux concassés et obtiennent un béton extrêmement résistant.

Aujourd'hui encore, plusieurs vestiges de cette époque témoignent de cette avancée majeure, à l'image des Thermes de Caracalla érigées en 216 après J.-C.

En 1929, Eugène Freyssinet révolutionne le monde de la construction en inventant le béton précontraint. Il s'agit d'un béton composite dans lequel on introduit, avant sa mise en service, des câbles d'acier en tension. D'autres innovations sont également à noter, comme le béton allégé qui remplace les gravillons et le sable par des billes de polystyrène.

Enfin, à la fin des années 1980, les bétons hautes performances (BHP) font leur apparition. Ils sont suivis par de nouvelles grandes innovations avec notamment les bétons autoplaçants (BAP) et les bétons fibrés à ultra hautes performances.

Le béton autoplaçant est très fluide, homogène et stable. Il peut être versé dans un coffrage sans serrage et sans vibration.

Ce béton se distingue des bétons courants principalement par ses propriétés à l'état frais. Il est le compromis entre la fluidité (lorsqu'il est sous forme de pâte) et la résistance (lors de son durcissement).

Une fois à l'état solide, il présente des performances comparables à celles des bétons traditionnels mis en oeuvre par vibration.

Pour réaliser 1 m³ de béton autoplaçant, il faut compter, 350 kg de ciment, 800 kg de sable, 900 kg de granulats, 21 kg d'adjuvants et 200 L d'eau. Sachant que la quantité d'adjuvant peut varier selon les caractéristiques recherchées.[1]

Les fibres sont de plus en plus utilisées comme renfort dans une matrice cimentaire afin d'améliorer les caractéristiques mécaniques des éléments mis en oeuvre. En effet, la présence des fibres permet de limiter l'apparition de fissures

liées au retrait plastique du béton au jeune âge. A l'état durci, l'incorporation de fibres a pour effet d'augmenter la ductilité du béton et donc ses caractéristiques en post-fissuration : elles empêchent le développement de larges fissures au profit de microfissures, moins préjudiciables pour la durabilité de l'ouvrage. De plus, les fibres peuvent améliorer la résistance en flexion, en cisaillement, aux impacts et à la fatigue. Un béton fibré continue ainsi de supporter les efforts après l'apparition de fissures. L'amélioration des résistances précédemment citées est fonction de la quantité, de la nature et de la résistance des fibres utilisées (Brandt, 2008).

Les fibres présentent des caractéristiques physiques et mécaniques différentes selon leur nature. Chaque type de fibre a une influence particulière sur le comportement mécanique du béton, ce qui se traduit par des utilisations spécifiques (Caramaro, 2005). Les fibres habituellement utilisées dans les composites cimentaires sont d'origines métallique (fibres d'acier), minérale (fibres de verre) ou pétrochimique (fibres de polypropylène). Elles sont utilisées à la fois pour des applications courantes (dallages en béton, chapes en mortier, enduits, préfabrication) mais également pour les Bétons Fibrés Ultra Performants BFUP (CIMbéton, 2013).

L'introduction de fibres métalliques dans un béton en modifie le comportement. Ces ajouts permettent en premier lieu de "coudre" la matrice pour limiter l'apparition et surtout le développement de fissures. Dans certains cas, les fibres métalliques permettent de s'affranchir des armatures passives [2].

Pour déterminer les caractéristiques d'un béton à l'état frais ou durci on utilise plusieurs essais dont les essais non destructifs (END) et les essais directs (destructifs). Les essais non destructifs consistent à prendre des mesures qui n'endommagent pas les constructions, Ils représentent des méthodes de reconnaissance couramment appliquées aux structures de bâtiments. Une importante caractéristique des essais non destructifs est qu'ils peuvent être refaits au même endroit ou presque, ce qui permet de suivre les changements des propriétés du béton dans le temps.

L'objectif de cette étude est de proposer des corrélations simples entre les essais au scléromètre, la vitesse ultrasonique et la résistance à la compression sur des bétons à base de matériaux locaux et pour des résistances reflétant les pratiques courantes des chantiers en Algérie.

La présentation de ce mémoire est comme suit:

Le premier chapitre est consacré à des généralités et une synthèse bibliographique des travaux théoriques et expérimentaux ayant trait aux bétons autoplaçant fibrés (BAPF).

Le deuxième chapitre est une étude sur les méthodes et les essais non destructifs (END). C'est une gamme d'essais in-situ qui ne modifie ni la performance ni l'apparence de la structure.

Le troisième chapitre est la partie expérimentale, où on s'intéresse à la formulation des bétons autoplaçant, à la présentation des matériaux et des méthodes utilisées pour réaliser les différents essais expérimentaux.

On rassemble dans le chapitre quatre les principaux résultats obtenus, les commentaires, interprétations et analyses des divers résultats.

Enfin, une conclusion générale, qui résume les principaux résultats obtenus.

Chapitre I :

Etude Bibliographique Sur le
Béton Autoplaçant Fibré
(BAPF)

Chapitre I :

Etude Bibliographique Sur le Béton Autoplaçant Fibré (BAPF)

I.1 . Le béton autoplaçant (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 [3]. C'est ainsi qu'est né le concept des bétons autocompactants ("self-compacting concrete", traduit par béton autoplaçant ou béton autonivelant). Outre leur facilité de mise en oeuvre, de tels bétons présentent aussi l'intérêt de réduire le temps de travail sur chantier.

Les bétons autoplaçant (BAP) se distinguent donc des bétons dits ordinaires (BO), ou bétons à vibrer, par leurs propriétés à l'état frais [4, 5]. Ils sont capables de s'écouler sous leur propre poids, quel que soit le confinement du milieu, et restent homogènes au cours de l'écoulement (absence de ségrégation dynamique) et une fois en place (absence de ségrégation statique). Pour acquérir ces propriétés, les BAP sont formulés différemment des BO. Dans leur cas, la pâte, définie comme le mélange du ciment, de l'eau et d'une addition, est privilégiée au détriment des gravillons (figure I.1). En général, les BAP possèdent un même dosage en ciment et en eau que les BO, ainsi qu'un volume de sable assez proche. C'est donc principalement l'ajout d'une addition qui sert de substitut aux gravillons. Les proportions exactes de chaque constituant dépendent bien sûr de la méthode de formulation choisie.

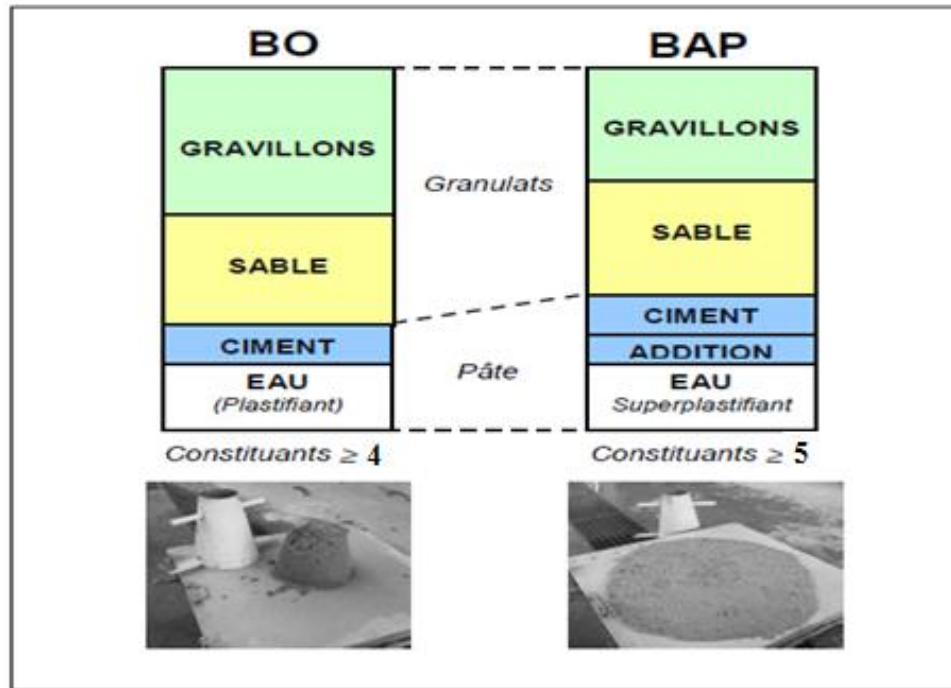


Fig. I.1. Aspect à l'état frais d'un BO plastique et d'un BAP [6].

I.1.2 . Propriétés des BAP à l'état frais :

I.1.2.1 . Caractéristiques rhéologiques fondamentales des BAP :

Pour évaluer les propriétés et les qualités à l'état frais d'un béton autoplaçant, plusieurs types d'essais normalisés et non normalisés ont été proposés. Certains évaluent la consistance et la déformabilité, tandis que d'autres s'intéressent aux mesures de la stabilité du béton.

De nombreux tests simples ou empiriques ont été mis au point. Ces tests ont pour but de mieux caractériser le comportement du béton autoplaçant ou de valider son utilisation.

Tableau I.1 : Les propriétés essentielles des BAP frais. Caractéristiques rhéologiques fondamentales des BAP. [7]

Pour une excellente déformabilité	L'augmentation de la fluidité de la pâte ; Par l'utilisation de superplastifiants haut réducteurs d'eau ; Par l'adoption d'un optimal rapport eau/liant ; La réduction des frictions granulaires ; En diminuant le volume de gros granulats (un volume de pâte élevé) ; En utilisant un liant de granularité continue
Pour une bonne stabilité	La réduction des séparations des particules solides ; Par la limitation de la teneur en granulats ; Par la réduction du diamètre maximal des granulats ; Par l'augmentation de la cohésion et de la viscosité ; L'utilisation d'agent colloïdal (agent de viscosité) ; La minimisation du ressuage ; En adoptant un petit dosage en eau ; En adoptant un petit rapport eau/liant ; En utilisant des fines à grande surface spécifique
Pour un moindre risque de blocage	Accroître la cohésion pour réduire la ségrégation des granulats ; l'adoption d'un petit rapport eau/liant ; Utilisation d'agent colloïdal ; L'utilisation d'un petit volume de granulats ; Choisir un petit diamètre maximal des granulats

La caractérisation du béton à l'état frais peut se faire grâce à l'étude des propriétés rhéologiques fondamentales telles que le seuil de cisaillement ou la viscosité plastique.

La rhéologie donne les relations entre contraintes et déformations d'un élément de volume, en tenant éventuellement compte de leur histoire et des valeurs actuelles de leur dérivée par rapport au temps. Ces relations, dites de comportement, font correspondre les déformations d'un élément de volume aux contraintes qui lui sont imposées.

Le comportement rhéologique d'un matériau (fig.I-2) est dit viscoplastique si son écoulement ne se produit qu'au-delà d'une certaine valeur des contraintes appliquées, appelée seuil de cisaillement, τ_0 .

Le fluide est considéré comme binghamien si la courbe d'écoulement est une droite, qui a pour équation :

$$\tau = \tau_0 + \eta_p \cdot \gamma \quad (I.1)$$

Avec τ la contrainte de cisaillement (Pa), τ_0 le seuil de cisaillement (Pa), η_p la viscosité plastique ($\text{Pa}\cdot\text{s}^{-1}$) et γ la vitesse de déformation ($\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$).

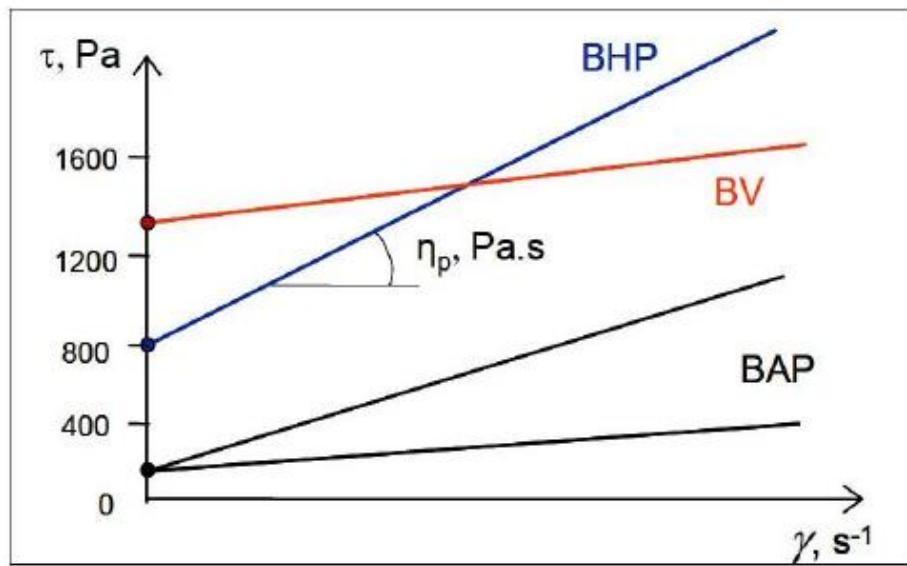


Fig. I.2. Exemples de comportements rhéologiques pour différents types de béton [8].

En ce qui concerne les bétons autoplaçants, des auteurs [9] ont montré que leur équation de comportement suit le modèle de Herschel-Bulkley dont l'équation de comportement est la suivante :

$$\tau = \tau_0 + a \cdot \gamma \cdot b \quad (I.2)$$

Où

a : paramètre de viscosité

b : paramètre rhéologique.

Chapitre I : Etude Bibliographique Sur le Béton Autoplaçant Fibré

Toutefois, ce modèle est plus exigeant que celui de Bingham car il nécessite la détermination d'un paramètre supplémentaire.

Ces grandeurs (seuil de cisaillement, viscosité plastique), permettant de définir le comportement d'un béton lors de sa mise en place, sont quantifiables à partir d'appareils appelés rhéomètres. À ce jour, les principaux dispositifs expérimentaux utilisés pour des mesures sur béton frais sont :

- Le viscosimètre à plaque parallèle BML ;
- Le rhéomètre coaxial BTRHÉOM ;
- Le rhéomètre coaxial CEMAGREF-IMG ;
- Le rhéomètre coaxial RHÉOCAD (mis au point par la société CAD Instrumentation avec l'aide de M. Vernet, ingénieur au CTG).

Tous ces appareils mesurent le couple résistant du béton en fonction de la vitesse d'écoulement imposée (par mise en rotation de divers mobiles ou palettes). Ces deux données permettent ensuite d'obtenir, par différents calibrages, les grandeurs caractéristiques de l'écoulement du béton, à savoir le seuil de cisaillement et la viscosité plastique.

Cependant, la présence de granulats de tailles variées dans le béton ne permet pas de définir un matériau type pour tous ces rhéomètres qui servirait de référence à toutes les mesures. Par conséquent, étant donné les caractéristiques inhérentes à chaque rhéomètre, les comparaisons de résultats d'un appareil à l'autre ne sont pas forcément évidentes.

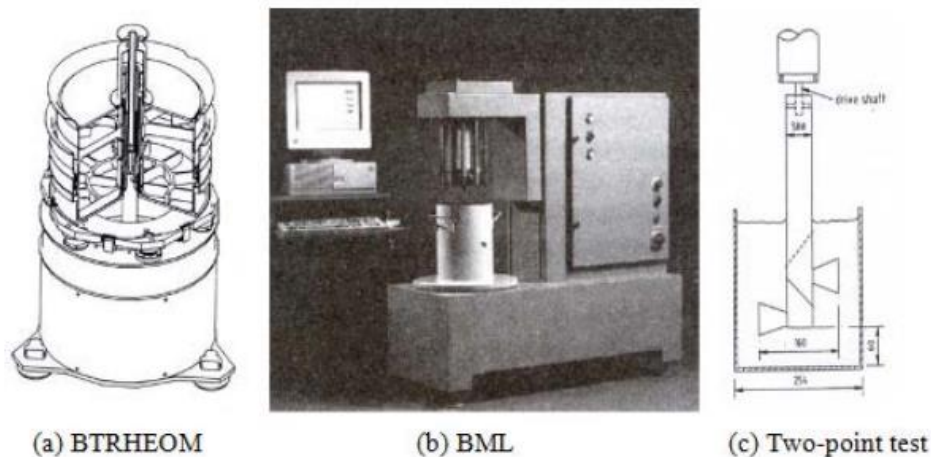


Fig. I.3. Rhéomètres développés pour les bétons.

I.1.2.2 . Essais de caractérisation des BAP :

I.1.2.2.1 .Capacité de remplissage:

Le béton autoplaçant doit pouvoir remplir les coffrages les plus densément armés, et ce, sans nécessiter d'intervention humaine pour aider à la mise en place. Cette caractéristique, nommée "capacité de remplissage", dépend de deux facteurs : la déformabilité et la stabilité. [8].

En effet, le béton doit pouvoir se déformer, sans qu'il y ait séparation du mélange, pour contourner les nombreux obstacles que représente une armature très dense. Il doit également faire preuve d'une bonne stabilité, c'est-à-dire présenter très peu de ressuage et résister à la segmentation afin d'éviter le blocage de l'écoulement que l'accumulation de granulats vis-à-vis des barres d'armatures peut causer.

L'essai consiste à déverser 30 l de béton autoplaçant dans un contenant cubique dont le fond contient un grillage ayant un maillage de 30 mm d'ouverture. Une trappe empêche le béton de s'écouler avant le moment de l'essai. On applique ensuite une pression uniforme sur la surface du béton et on ouvre la trappe. Lorsque l'écoulement cesse, on mesure la quantité de béton ayant traversé le grillage.

Les essais visant à évaluer la capacité de remplissage ont généralement comme principe d'évaluer l'habileté du béton à passer à travers une série de barre d'armatures en mesurant la quantité de béton ayant franchi ces obstacles.

1.1.2.2.2 . Essai de la boîte:

C'est un des premiers essais utilisés. Un échantillon de 30 litres de béton est placé dans une boîte dont le fond est constitué d'une grille et d'une trappe amovible (Figure I.4). Les dimensions de la boîte sont 30 cm par 30 cm et les barres, de 16 mm de diamètre, sont distantes de 50 mm (entre axes). Le volume de béton réussissant à passer le treillis donne une idée de la capacité de remplissage (Okamura et coll.). Pour un béton ayant une excellente capacité de remplissage, la quantité de béton traversant le treillis peut être aussi élevée que 95% de la masse totale de béton contenu dans la boîte. Figure I.4 : Essai de la boîte (ou de la passoire). Cet essai a notamment permis d'observer les phénomènes de blocage par formation de voûtes dans les bétons très fluides.

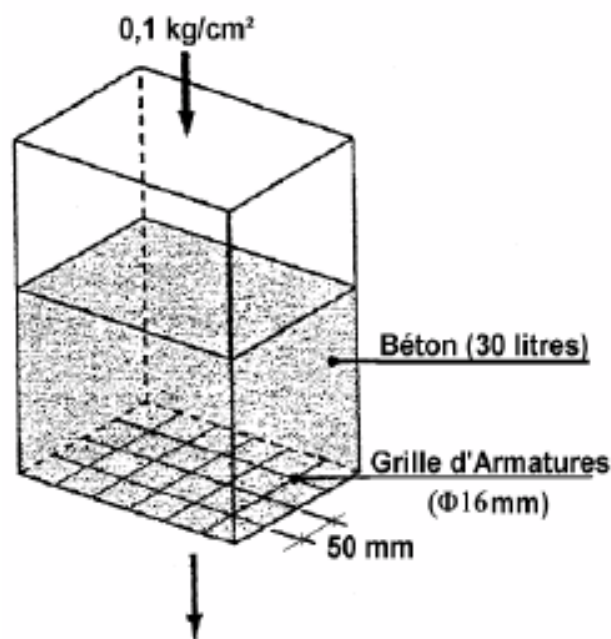


Fig. I.4. Essai de la boîte [10].

1.1.2.2.3. Essai de capacité de remplissage:

Cet essai ressemble au précédent, en étant cependant plus objectif et plus pratique. Il s'agit d'une boîte transparente de 500 mm de largeur par 300 mm de hauteur et de profondeur. On laisse couler le béton frais à travers un entonnoir, puis celui-ci doit passer à travers un réseau de barres d'armatures de 16 mm de diamètre

Chapitre I : Etude Bibliographique Sur le Béton Autoplaçant Fibré

et espacées de 50 mm centre à centre. En calculant l'aire occupée par le béton par rapport à la surface totale de la boîte, on trouve un coefficient de remplissage défini comme étant :

$$F = \frac{A}{(A+B)} \quad (I.3)$$

Où

A : aire occupée par le béton (mm²)

B : aire non occupée par le béton (mm²).

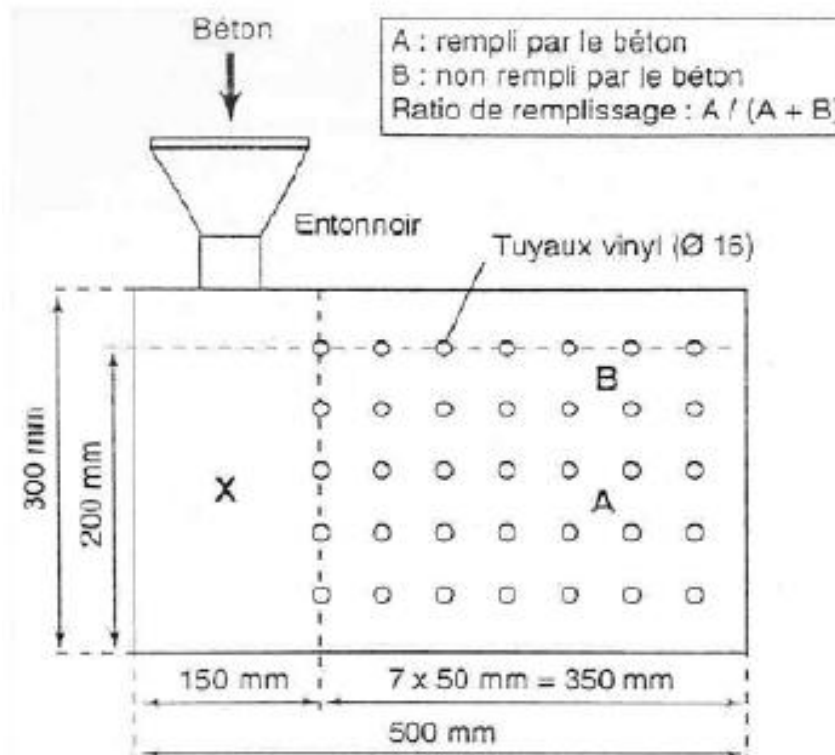


Fig. I.5. Essai de capacité de remplissage [11].

1.1.2.2.4. Essai du tube en U :

Le tube en U (figure I.6) est composé de deux parties R1 et R2 séparées par une trappe. L'essai consiste à remplir la partie R1 puis à ouvrir la trappe et laisser le béton s'écouler librement. Après écoulement on mesure la hauteur de remplissage dans la partie R2, celle-ci doit être supérieure à 30cm pour un BAP.

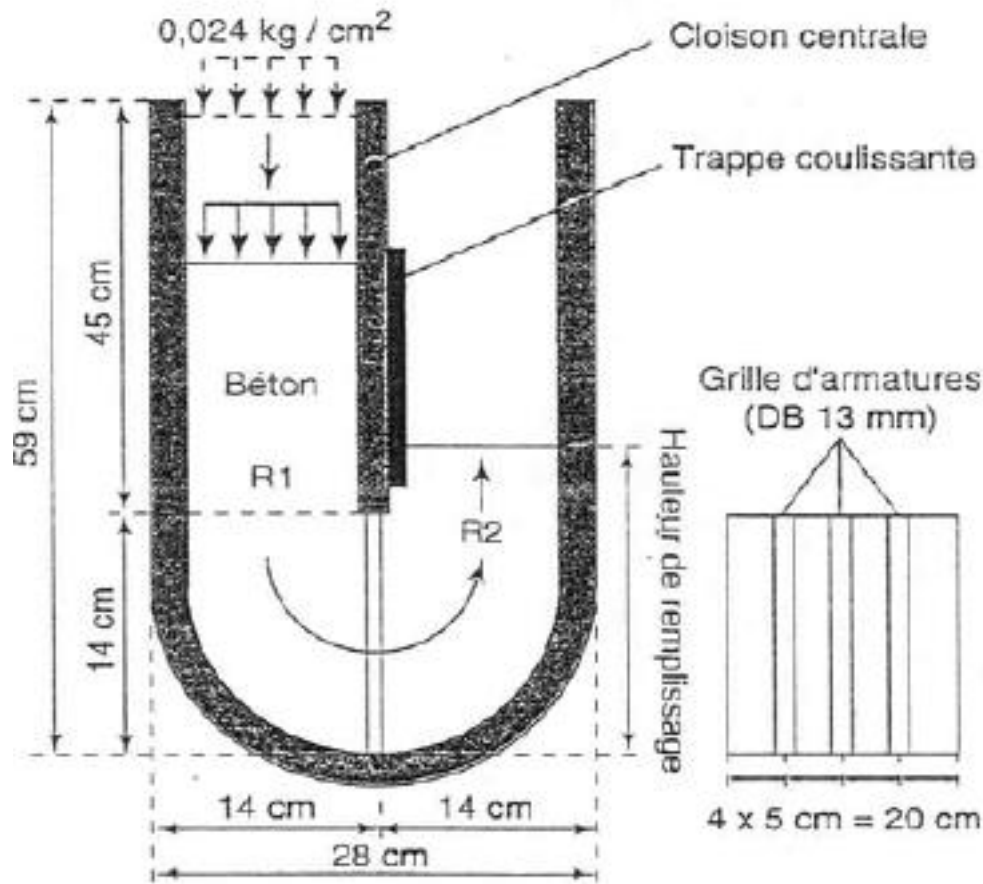


Fig. I.6. Essai du tube en U.

1.1.2.3. Déformabilité :

La facilité du béton à s'écouler, car l'eau libre qui est définie comme étant l'eau non retenue, chimiquement ou physiquement, par les particules fines (ciment et ajouts minéraux) ou le sable, serait le principal facteur qui contrôle la déformabilité.

1.1.2.3.1. Essai d'étalement (slump flow) :

L'essai s'effectue comme un essai d'affaissement au cône d'Abrams (figure I.7). Cependant, l'affaissement étant toujours supérieur à 25 cm, on mesure, en plus, le diamètre moyen (moyenne sur deux diamètres orthogonaux) de la galette de béton obtenue au bout d'une minute, ainsi que le temps nécessaire à l'obtention d'une galette de 50 cm de diamètre. L'essai au cône d'Abrams donne une indication sur le seuil de cisaillement du béton et sa capacité à s'autocompacter en milieu non

confiné. Une observation visuelle permet également de constater si une ségrégation horizontale a lieu ou non. En effet, l'essai au cône d'Abrams ne donne qu'une image partielle du comportement rhéologique du béton [11, 12].

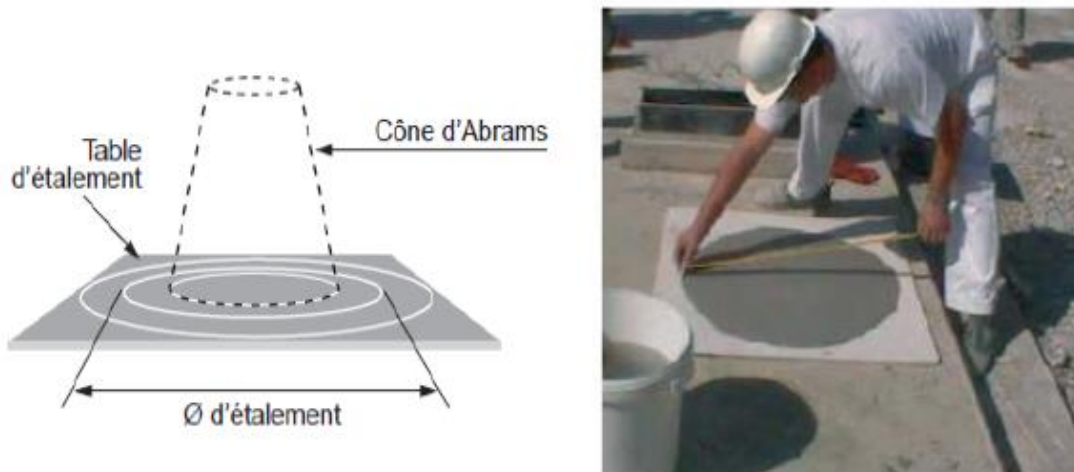


Fig. I.7. Mesure de l'étalement des BAP.

Dans les pays germanophones, on utilise plus volontiers la table DIN (ou table à secousse). Un cône, de dimensions différentes celles du cône d'Abrams, est démoulé sur une table et soumis à 15 chocs successifs. Son étalement fournit un moyen d'appréciation de la consistance.

1.1.2.3.2. Essai de la boîte L :

Cet essai est destiné à tester la facilité de l'écoulement du matériau en milieu confiné. On remplit la partie verticale de la boîte en L de béton, on mesure la différence de la hauteur dans les parties verticales et horizontales et on exprime le résultat en termes de taux de remplissage H_2 / H_1 comme il est montré dans la figure I-8.

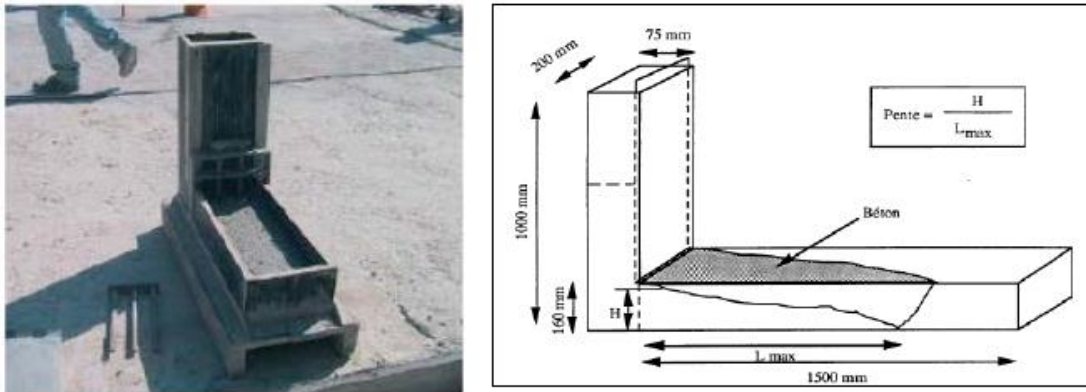


Fig. I.8. Essai de la boîte en L.

Pour un BAP, cette dernière doit être la plus faible possible. Selon les recommandations de L'AFGC (Association Française du Génie Civil), le taux de remplissage doit être supérieur à 0.8. Notons que les distances entre les barres d'acier représentent un ferrailage très dense (100 à 350 kg/m^3) pour des ouvrages de génie civil avec un espace libre entre barres d'au moins 60 mm . Pour des applications moins ferrillées, il est possible d'alléger la grille de ferrailage en ne plaçant que deux barres avec un espace libre de 58 mm . En cas de blocage des gravillons, il convient de diminuer la teneur en granulats d'une part, et d'augmenter le volume de pâte en maintenant le rapport Eau/Liant constant d'autre part.

1.1.2.3.3. Stabilité au tamis :

Cet essai permet d'étudier la résistance à la ségrégation et au ressuage du BAP, qui doit être stable sous l'effet de la gravité. Il consiste à déverser une quantité de béton (2 litres) sur un tamis (de maille 5 mm) avec une hauteur de chute de 50 cm . Puis au bout de 2 minutes, on pèse le volume de laitance qui a traversé le tamis.

Le pourcentage en poids de laitance par rapport au poids de l'échantillon initial exprime la stabilité du béton. Ce rapport doit être compris entre 10 et 20% .



Fig. I.9. Essai de stabilité au tamis.

1.1.2.3.4. Essai d'étalement modifié (J-Ring) :

L'essai d'étalement modifié (J-Ring) fut développé au Japon et consiste à faire s'écouler le béton au travers de barres d'armature afin de pouvoir évaluer sa tendance au phénomène de blocage. A cet effet, le béton s'écoule à partir du cône disposé au centre d'un anneau métallique. Sur cet anneau de 300mm de diamètre sont soudées des barres \varnothing 16 à 18 mm, espacées régulièrement d'environ deux fois et demi leur diamètre. Le béton autoplaçant satisfait pleinement aux performances recherchées de fluidité avec faible tendance à la ségrégation et d'enrobage complet des armatures, lorsqu'il s'écoule de manière uniforme au travers de cet anneau et lorsque la répartition des granulats paraît homogène, aussi bien à l'intérieur qu'à l'extérieur de l'anneau.

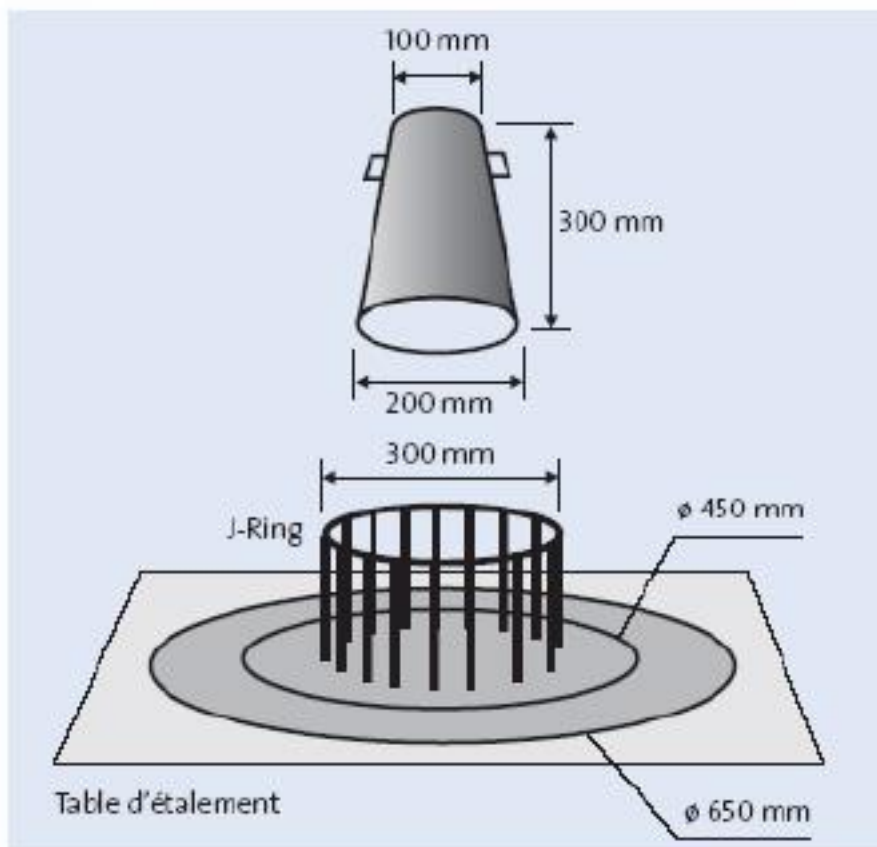
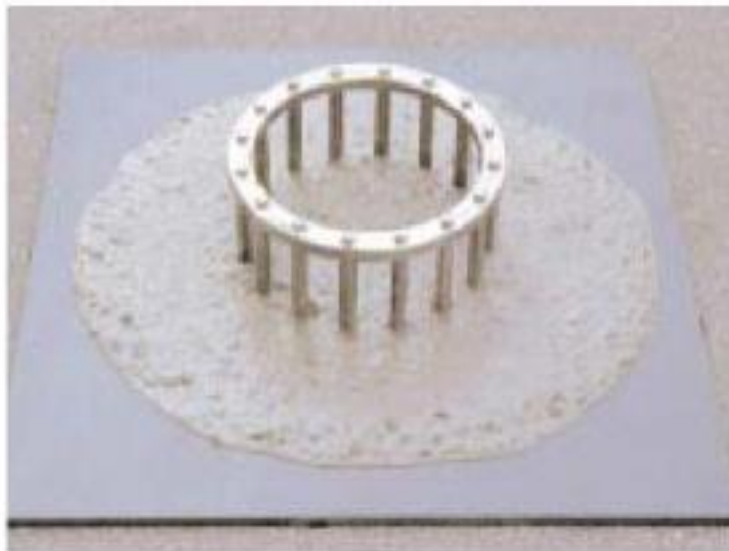


Fig. I.10. Dispositif de l'essai d'étalement modifié (J-Ring)

1.1.2.3.5. Essai de V-funnel :

La ségrégation se définit comme une perte d'homogénéité du béton. Elle peut se produire lors d'un malaxage trop prolongé, en phase de transport, de mise en œuvre, voire même dans l'ouvrage après consolidation. La prévention de la ségrégation doit se conjuguer au niveau de la phase de formulation du matériau, et à celui de sa mise en œuvre. Pour les bétons autoplaçants, le contrôle de la ségréabilité est au cœur du processus de formulation. A côté de l'essai de la boîte en L, il est nécessaire de pratiquer un essai destiné à vérifier la non ségrégation statique du matériau, qui se manifesterait par une descente de la phase la plus grossière du matériau, accompagnée par une remontée du mortier.

La stabilité des BAP est déterminée par l'essai de l'entonnoir. Généralement, on peut distinguer deux types d'appareillage : les entonnoirs à section circulaire et ceux à section rectangulaire. L'essai est censé mesurer la résistance à la ségrégation du béton et donner un indice sur la déformabilité. Il simule l'écoulement restreint du béton à son passage à travers des zones confinées. Après le remplissage de l'entonnoir par le béton, on ouvre la porte de décharge au fond et on mesure le temps de vidange total. Le temps d'écoulement nécessaire pour qualifier un BAP dépend de la pente d'écoulement. Dans le cas de l'entonnoir de la figure, on recommande un temps d'écoulement inférieur à 6 secondes.

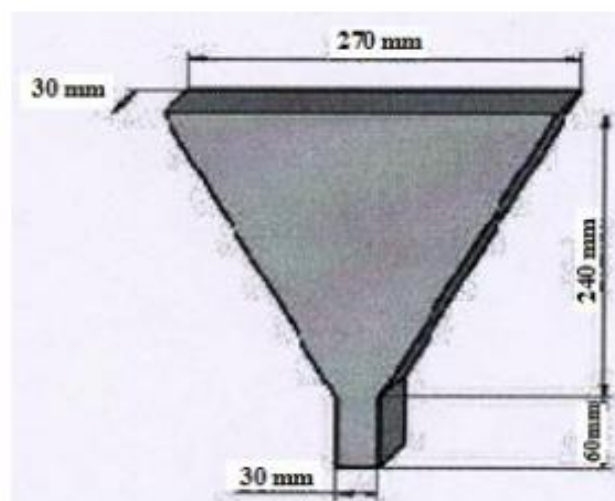


Fig. I.11. Essai de l'entonnoir [76, 77].

I.1.3 . Propriétés des BAP à l'état durci :

Le béton doit être soumis à différents essais mécaniques de caractérisation :

- Les essais de compression;
- Les essais de traction par flexion;

I.1.3.1. Essai de compression :

Les essais de mesure de la résistance à la compression sont réalisés sur des éprouvettes cubiques $10 \times 10 \times 10 \text{ cm}^3$ conformément aux prescriptions de la norme .Ce test fournit la force de compression [N] qui génère la rupture de l'échantillon (Figure-I-12). La contrainte de compression à la rupture [Pa] est déduite de cette force en divisant par la surface de la section sollicitée.[15]



Fig. I.12. Mesure de la résistance à la compression

1.1.3.2 . Essai de traction par flexion :

Cet essai très utilisé permet de simuler le type de sollicitation le plus courant dans les éléments des ouvrages (Figure I.13). Les éprouvettes utilisées pour ce type d'essai sont prismatiques de dimensions 7x7x28 cm³.

La résistance à la traction par flexion est obtenue par l'application de la formule de résistance des matériaux suivante :

$$S = \frac{M_f \cdot a}{2 \cdot I} \quad (I.4)$$

Avec le moment de flexion :

$$M_f = \frac{F \cdot L}{4} \quad (I.5)$$

Où

F : est la charge de rupture,

L : la portée,

I : l'inertie de flexion,

a: le côté du prisme. [15]



Fig. I. 13 : Mesure de la résistance à la traction par flexion

I.1.4. Les avantages des BAP :

Les avantages des BAP sont :

- ✓ Très fluides (Classe de consistance S5 au sens de la norme NF EN 206-1) ;
- ✓ Absolument homogènes ;
- ✓ Mis en œuvre sans vibration ;

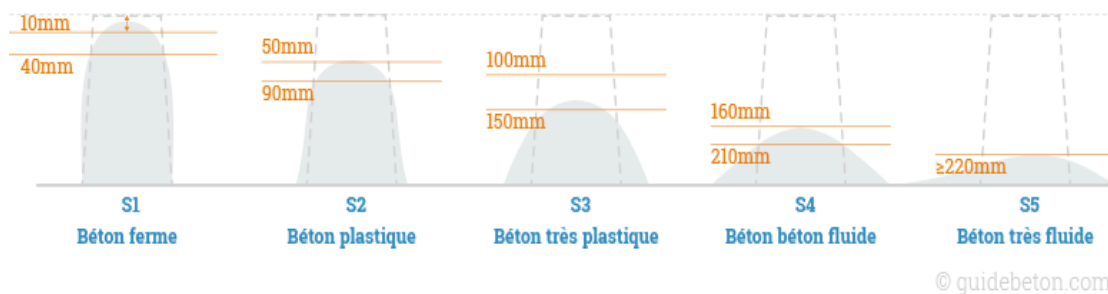


Fig. I. 14 : Classe de consistance des bétons et affaissement

Chapitre I : Etude Bibliographique Sur le Béton Autoplaçant Fibré

Ils présentent des résistances et des durabilités analogues à celles des bétons traditionnels ou à celles des Bétons à Hautes Performances mis en œuvre par vibration.

Pour être utilisés en structure, ils doivent être conformes à la norme NF EN 206-1. Les prescriptions et normes de conception et de dimensionnement des structures s'appliquent aux BAP ; Avec comme principaux objectifs :

- La suppression des opérations coûteuses en main d'œuvre (vibration, tirage à la règle, ragréage, etc.) ;
- L'obtention d'une qualité, d'une régularité et d'une durabilité des bétons encore plus grandes;
- Le coulage facile de structures complexes et souvent fortement ferrillées.
- L'allongement des temps d'ouvrabilité;
- L'amélioration de la qualité esthétique des parements.
- L'augmentation des cadences de production et de la productivité des chantiers et des usines;
- La réduction de la pénibilité des tâches des ouvriers;
- La réduction des nuisances sonores sur les chantiers;
- L'obtention d'une parfaite planéité des hourdis et des dalles;
- La fabrication de ces bétons dans la majorité des centrales du réseau BPE et des usines de préfabrication à partir de matériaux courants disponibles localement;
- La diminution des reprises de bétonnage.

I.2 . Le béton autoplaçant fibré (BAPF) :

I.2.1 . Introduction :

Depuis les découvertes dans le domaine des bétons, une multitude de constructions a été réalisée avec ce matériau cimentaire modifié. La fabrication d'une large quantité de dallages industriels a été exécutée avec des dosages en fibres de 20 à 60 kg/m³. Contrairement au béton conventionnel, les fibres permettent le transfert de forces à travers de larges ouvertures de fissures et impliquent ainsi un comportement ductile [6].

Un béton fibré est un béton dans lequel sont incorporées des fibres. À la différence des armatures traditionnelles, les fibres sont réparties dans la masse du béton, elles permettent de constituer un matériau qui présente un comportement plus homogène. Les fibres, selon leur nature ont un comportement contrainte-déformation très différent. Elles peuvent, sous certaines conditions et pour certaines applications ou procédés, remplacer les armatures traditionnelles passives. Les fibres présentent des caractéristiques géométriques et mécaniques intéressantes selon leur nature. Chacune a une influence particulière sur les lois de comportement mécanique du béton, ce qui se traduit par des applications adaptées et spécifiques. [16]

I.2.2. Formulation des BAPF :

La conception du mélange est souvent basée sur quelques principes de base, augmenter la teneur en pâte, le dosage en superplastifiant et le contenu des granulats fins à l'allongement et au volume croissant de fibres. ROSSI, HARROUCHE et HOY [17] ont approché la conception du mélange des matrices de béton autoplaçant renforcé de fibres sur une façon plus systématique : ils ont optimisés le squelette granulaire, le contenu et les caractéristiques de la pâte doit être tenue en compte pour lier l'ouvrabilité et la composition du mélange. La distribution homogène et l'orientation des fibres sont souvent assurées mais rarement étudiées. La condition sur les caractéristiques principales du BAP demeure la même pour les BAPF ; l'obtention des BAPF peut être faite de différents points de : la capacité de remplissage ; le comportement de post-fissuration ; la classe de résistance à la flexion par fendage et les coûts.

ROSSI et HARROUCHE ont proposé une méthode de conception pour optimiser le squelette granulaire du béton de tissu renforcé qui a été basé sur la méthode Baron-Lesage. Ils ont fait toute prétention : d'abord, le béton le plus réalisable est obtenu au cas où le squelette granulaire serait optimisé. En seconde lieu, le premier juge varie indépendamment de la nature ou du volume de la pâte de ciment [18].

I.2.3. Conditions optimales de fonctionnement des fibres :

Rossi [19] a décrit le comportement vis-à-vis de la fissuration du béton fibré et des structures en béton fibré en fonction de la sollicitation imposée. Dans le cas des efforts de traction, des microfissures apparaissent suivies de leur connexion et de la formation de microfissures, jusqu'à la rupture de la structure. Les fibres peuvent couvrir les microfissures, en retardant la formation des microfissures tout en assurant la capacité portante et la ductilité à l'échelle de la structure.

Dans le cas des efforts de compression, le processus de fissuration commence par les microfissures verticales parallèles au chargement, suivies de leur élargissement puis de la formation de fissures obliques, qui sont plus sensibles au niveau du comportement de la structure. Le rôle des fibres est d'empêcher le développement des microfissures en retardant la formation de fissures obliques et en assurant la capacité portante de la structure.

De plus, l'action des fibres est grandement influencée par leur orientation et le mode d'application des efforts. Dans les cas des fissures provoquées par les efforts en traction, les fissures s'ouvrent selon la direction normale à leurs lèvres et les fibres travaillent en traction. Dans le cas des fissures provoquées par des efforts de compression, il y'a des mouvements tangentiels par rapport aux lèvres des fissures, les fibres sont donc fléchies et travaillent dans des conditions moins favorables.

Les fibres doivent avoir des dimensions compatibles avec les types de fissures, le niveau des résistances du béton et la taille des granulats. Pour les microfissures, on doit utiliser des fibres courtes et en grande quantité, et pour les macrofissures, des fibres longues en moins grande quantité afin d'assurer une bonne ouvrabilité. Dans les cas où la rupture peut arriver à l'interface matrice-granulats, on doit utiliser des fibres plus longues 2 à 3 fois le diamètre maximale des granulats de manière à assurer la couture de la fissure.

Si l'on veut qu'il y ait une synergie positive des fibres mixtes, il est nécessaire qu'il en ait un pourcentage minimum : c'est le pourcentage d'efficacité ou le pourcentage seuil. Après un palier où les teneurs en fibres sont efficaces on peut

atteindre une teneur pour laquelle la zone de transition devient trop faible, même si la pâte est très riche, et l'efficacité globale s'en trouve réduite. C'est le pourcentage de saturation en fibres.

Pour un composite idéale, d'après Peiffer [20-21], la longueur optimale d'une fibre doit être égale à deux fois la longueur d'ancrage L_c de façon à avoir un bon comportement mécanique du point de vue de l'arrachement ou de la rupture de la fibre. A rapport volumique constant de fibres dans le béton, si la longueur des fibres est inférieure à $2L_c$, il y a tendance à l'arrachement des fibres et pour des longueurs plus grandes que $2L_c$, on peut avoir à la fois des arrachements et des ruptures des fibres.

1.2.3.1. Mécanisme de fonctionnement du couple béton-fibres :

L'inclusion des fibres au sein du béton forme un composite où la matrice est la pâte. Les propriétés du composite sont le résultat de plusieurs facteurs comme les propriétés de la matrice, la distribution des fibres et les conditions d'interface entre les fibres et le béton. La figure I.14 schématise la répartition des efforts d'arrachement d'une fibre noyée dans une matrice cimentaire. La figure 1a montre une fibre noyée dans la matrice et la figure 1b montre la sollicitation d'une fibre par les contraintes de cisaillement amenées par l'adhérence entre la fibre et la matrice.

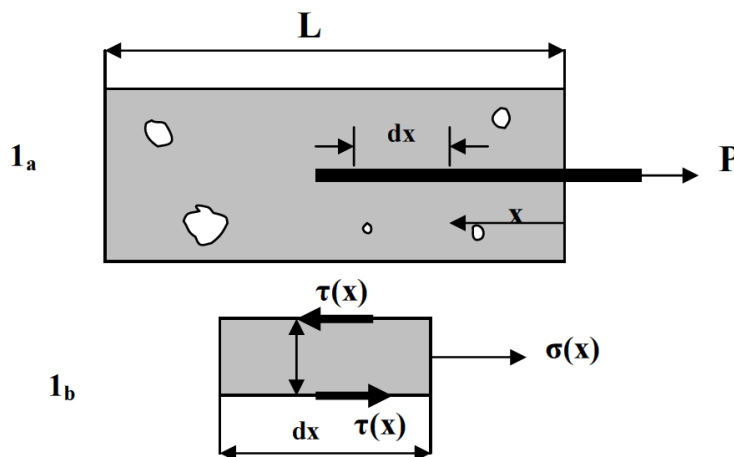


Fig I.15. Interaction fibre-matrice : efforts et contraintes induits pour l'arrachement d'une fibre.

D'après BENTUR [22], il existe deux stades de comportement lors du chargement d'un béton fibré. Au départ, les déformations sont les mêmes tant pour

Chapitre I : Etude Bibliographique Sur le Béton Autoplaçant Fibré

les fibres que pour la matrice. Le mécanisme de résistance est le transfert des efforts de la pâte aux fibres par des cisaillements qui augmentent linéairement jusqu'au stade de fissuration. Après cet événement si l'effort de cisaillement demandé est plus grand que la résistance au cisaillement fibre – matrice, défini par τ_u , le mécanisme de résistance principal devient, au cours du déchaussement de la fibre : le frottement. La valeur de la résistance reste constante et égale, définie par τ_u . La figure I-3 montre les étapes du comportement au cours du chargement.

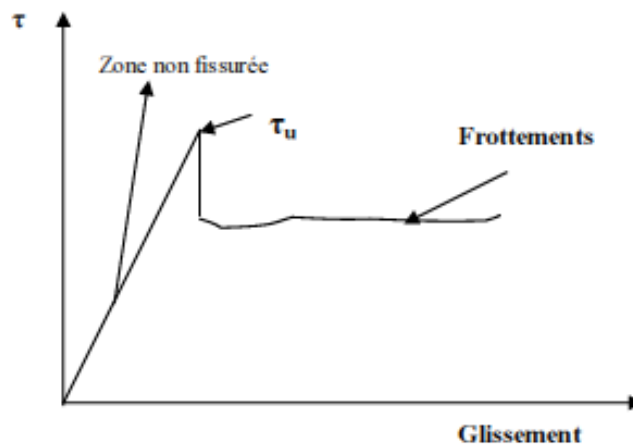


Fig I.16. Evolution de la contrainte d'adhérence fibre-matrice en fonction du déplacement

1.2.3.2 . Rôle des fibres dans le béton:

Les fibres enrobées par le béton assurent des transferts d'efforts qui empêchent le développement des microfissures ou des macrofissures lors du chargement. L'efficacité de ce fonctionnement dépend principalement du type d'effort, du pourcentage des fibres, de leurs dimensions, de leurs résistances mécaniques et du niveau de chargement. Les différentes fibres agissent en fonction du stade du chargement imposé : Les microfibres contiennent la microfissuration et les macrofibres limitent les macrofissurations. En fonction du niveau du chargement et de la condition d'ancrages de la fibre dans le béton, il peut y avoir soit glissements des fibres par rapport au béton, soit rupture, soit déchaussement. La répartition des efforts sur une fibre soumise à un arrachement a été décrite sur la figure I.2.

Chapitre I : Etude Bibliographique Sur le Béton Autoplaçant Fibré

La figure I-16 d'après Peiffer [20-21], schématise les longueurs d'ancrages critiques des fibres (L_c) pour des situations données. Dans le cas où la longueur d'ancrage des fibres est inférieure à L_c , on peut avoir des glissements des fibres par rapport à la matrice et dans la situation contraire, on a rupture des fibres. La longueur d'ancrage des fibres peut-être calculée en fonction de leurs caractéristiques géométriques, selon les équations (I.6) et (I.7).

$$L_c = \frac{\sigma_u}{\tau} \cdot \frac{A}{p} \quad (\text{I.6})$$

Où :

σ_u : est la contrainte ultime de rupture à traction de la fibre.

τ : est la contrainte de cisaillement entre la fibre et la matrice.

A : est l'aire de la section transversale de la fibre.

p : est le périmètre de la section transversale de la fibre.

Dans le cas des fibres rectangulaires de petite épaisseur :

$$L_c = \frac{\sigma_u}{\tau} \cdot \frac{e}{2} \quad (\text{I.7})$$

Où « e » est l'épaisseur de la fibre.

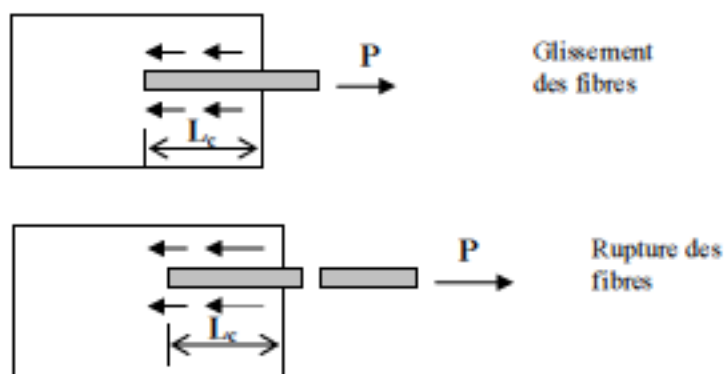


Fig I.17 : Influence de la longueur d'ancrage sur le comportement.

I.2.4 . Propriétés et Comportement du béton fibré dans les structures :

I.2.4.1. Comportement mécanique:

Pour améliorer quelques propriétés mécaniques des bétons autoplaçants (résistance à la traction, à la flexion, ductilité...), des fibres sont incorporées. Ce renforcement peut influencer le comportement de ces derniers à l'état frais et durci. Les fibres influent directement sur l'ouverture de la fissure et donc sur la rigidité et la ductilité après fissuration. Au préalable, il convient de définir ce qu'on entend par un béton témoin lorsqu'on cherche à le comparer à un béton de fibres. La démarche généralement adoptée consiste à fabriquer un béton et à le comparer au même béton auquel on a mélangé des fibres.

L'effet des propriétés des fibres qui ont une influence directe sur les propriétés mécaniques des BAPF tel que la flexion et la compression et qui ont fait l'objet de quelques recherches sont résumés ci-après :

- **Effet du volume des fibres**

Pour les bétons fibrés, le concept de la ductilité est souvent utilisé pour caractériser leur rendement [23]. L'objectif principal de l'utilisation des fibres dans les matériaux composites (béton, mortier...) est l'amélioration du comportement structural en traction.

KHAYAT et al.2000 [24] ont noté une amélioration de la résistance à la flexion de prismes $100 \times 100 \times 350$ mm des BAPF par rapport au béton conventionnel.

MUELLER [25] GAO et al. [26] trouvent que l'une des raisons de l'augmentation de la résistance en flexion est le volume des fibres V_f . Le V_f est le paramètre responsable direct sur comportement de la matrice BAPF à l'état durci.

YADEGARAN et al. [27] ont prouvé que l'inclusion de fibres synthétiques de 12 mm de longueur dans les BAP réduit la résistance à la compression à différents âges. DREUX et al.2002 [28] ont conclu que les fibres augmentent la résistance à la compression. SAHMARAN et al. 2005 [29] ont constaté que la résistance à la

compression augmente avec l'augmentation du volume des fibres surtout dans le cas où les fibres sont de petite taille. Par contre BANTHIA et al. 2000a [30] et ZHANG et al. [31] ont observé que l'effet des fibres sur les BAP n'est pas clair ou sensible.

• Effet de la longueur des fibres

Les travaux entrepris par ZHANG et al. [31] sur le béton pour les applications de béton projeté contenant 60% de cendres volantes en substitution partielle avec le ciment, a montré que l'augmentation de la longueur des fibres L_f a conduit à une augmentation de l'indice de ténacité, et par conséquent une augmentation de la résistance résiduelle à 14 jours d'âge. Mais, un résultat inverse inexplicable a été obtenu à 91 jours. Les différents essais ont montré que la résistance à la flexion du béton de fibres est indépendante de L_f [28]. ZHANG et al. ont constaté que la charge de la fissure était légèrement influencée par des fibres de polypropylène. DREUX et al. [28] ont mentionné que les différents tests ont prouvé une légère augmentation de la résistance à la compression lors de l'utilisation des fibres courtes en raison de leurs meilleures homogénéités dans la matrice béton.

• Effet de l'aspect ratio et la forme géométrique

L'aspect ratio (L_f / d_f) affecte également le comportement en flexion du béton. Cependant, l'influence de ce paramètre sur lui-même dépend du V_f et la géométrie de la fibre. Généralement, pour les bétons ordinaires, la résistance à la flexion augmente avec l'augmentation de L_f / d_f [32]. Avec l'utilisation de diverses formes de fibres, il est difficile de séparer l'aspect ratio de la géométrie des fibres. Pour un L_f / d_f donné, la ténacité des bétons de fibres varie sensiblement fonction de la géométrie des fibres utilisées [32].

BALAGURU et al. [33] ont suggéré pour les bétons ordinaires (30 MPa), que les fibres les plus performantes sont : les fibres à crochets, embouties aux extrémités, ondulées, et les fibres droites. GAO et al. [26] ont observé que la ténacité à la flexion augmente avec l'augmentation de la L_f / d_f .

Luo et al. [34] ont étudié l'effet de cinq types de fibres d'acier avec différents L_f / d_f et V_f sur la résistance à la compression. Les auteurs ont constaté que lorsque l'aspect ratio augmente, la résistance augmente. Des résultats similaires ont été trouvés par GAO et al. [26] en utilisant des fibres d'acier dans les bétons légers et à haute résistance.

I.2.4.1.1 . Comportement en compression uniaxiale:

Parmi toutes les sollicitations mécaniques, la résistance du béton en compression uniaxiale a été la plus étudiée, vraisemblablement parce qu'elle projette généralement une image globale de la qualité d'un béton, puisqu'elle est directement liée à la structure de la pâte de ciment hydratée.

De plus, la résistance du béton en compression est presque invariablement l'élément clé lors de la conception des structures en béton et lors de l'établissement des spécifications de conformité.

Les résultats mis en évidence par différents chercheurs sur 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, dans certains cas, on a une légère augmentation de la contrainte ultime, dans d'autres une légère diminution.

Enfin, il faut rappeler l'influence de l'orientation préférentielle des fibres, ainsi, plusieurs auteurs ont montré que les fibres orientées perpendiculairement à l'axe de la sollicitation reprennent efficacement la fissuration, alors qu'une orientation préférentielle parallèle à l'axe entraîne une baisse de l'effort maximum.

Des essais en compression biaxiale ont montré que le contrôle de la fissuration par les fibres apportait à la fois un gain de ductilité et une augmentation de l'effort maximal appliqué. [35]

I.2.4.1.2 . Résistance à la flexion:

Les essais de flexion qu'on appelle aussi « traction par flexion » ont l'avantage de retranscrire de manière plus réaliste ce qui se passe dans beaucoup d'éléments structuraux. [36]

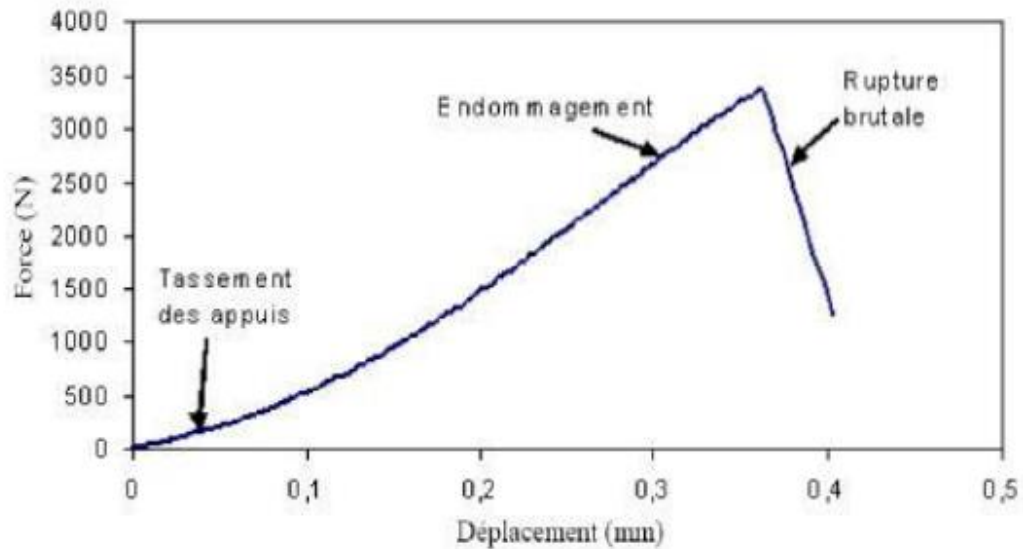


Fig I.18 : Résultats effort-flèche en flexion 3 points de béton (sans précautions particulières)

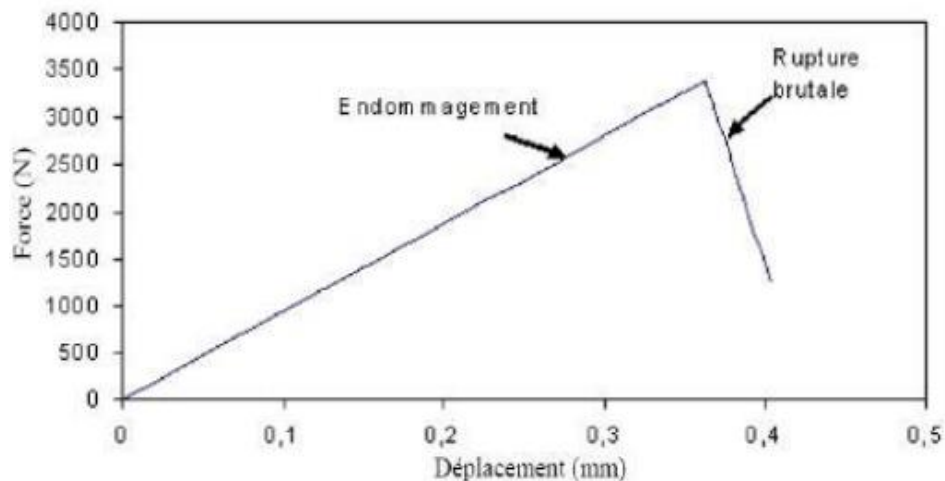


Fig. I.19 : Résultats effort-flèche en flexion 3 points de béton.

Cette dernière figure représente l'évolution de la charge en fonction du déplacement pour le béton, obtenue à partir d'essais statiques en flexion 3-points, l'évolution de la charge se déroule en deux phases : dans la première phase, la force augmente linéairement avec le déplacement pour atteindre la charge maximale, cette

phase entraîne la propagation de microfissures d'interface et la propagation de microfissures dans la matrice ; dans la deuxième phase une diminution brusque de la charge est observée, conduisant à la rupture de l'éprouvette.

I.2.4.1.3. Comportement en traction :

Les fibres sont introduites dans le béton pour compenser la fragilité du matériau en traction par une couture de la macro fissuration.

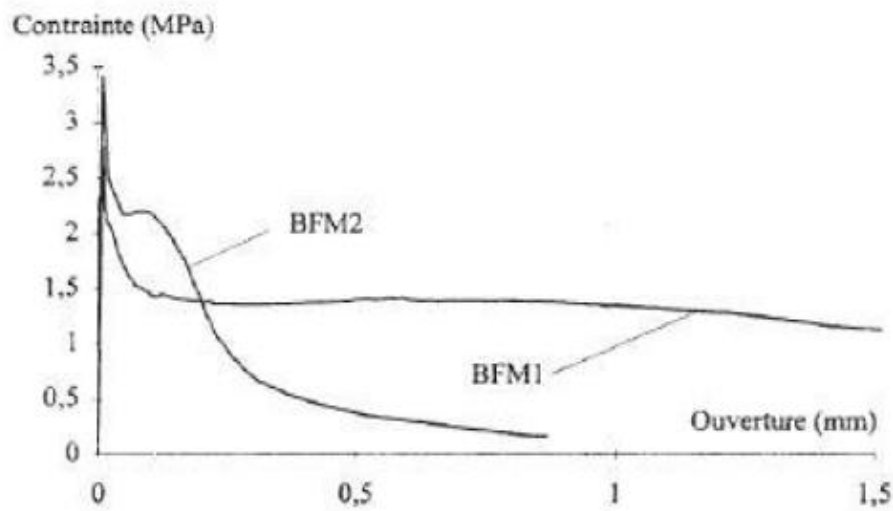


Fig. I.20 : Exemples de comportement en traction uniaxiale, sur éprouvette entaillée

Pour une fibre fonctionnant par ancrage de forme (BFM1 : fibres à crochets en acier tréfilé - longueur 60 mm, diamètre 0,8 mm- dosées à 50 kg/m³ ; $f_c = 27,5$ MPa) et une autre par adhérence (BFM2 : fibres rubans en fonte amorphe - longueur 30 mm, largeur 1,7 mm dosées à 30 kg/m³ ; $f_c = 40$ MPa). [36].

De nombreux auteurs utilisent des essais de traction "indirecte" : l'essai de fendage ou l'essai dit de "module de rupture" (essai de flexion pour lequel on mesure l'effort maximum atteint).

Le problème est qu'on cherche à tirer de ces essais une résistance intrinsèque à la traction, alors qu'ils intègrent un mécanisme de structure, on mesure donc, indirectement, l'effet de couture des fibres à travers une macro fissure, mais cette mesure est soumise à des effets d'échelle importants.

Chapitre I : Etude Bibliographique Sur le Béton Autoplaçant Fibré

Les fibres interviennent essentiellement dans la phase post-fissuration assumant un transfert des contraintes à travers la discontinuité du champ des déplacements, avant fissuration, les fibres n'ont aucune ou peu d'influence sur le comportement mécanique, que ce soit à la compression ou à la traction, une fois la fissure ouverte, les fibres par leur action directe restreignent la propagation de la fissure, la Figure I-8 montre le comportement global d'une éprouvette en béton fibre soumise à la traction directe.

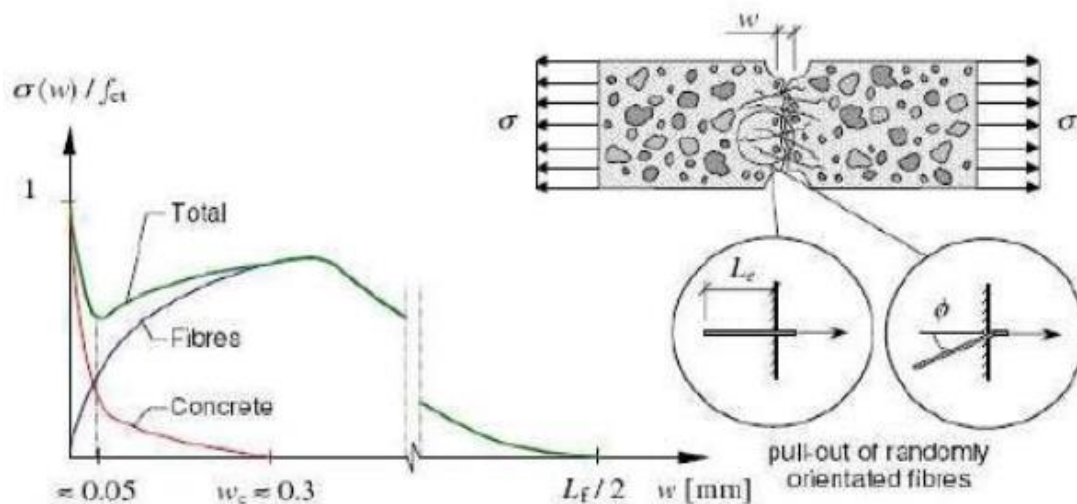


Fig. I.21 : Contribution des fibres dans le comportement à la traction [37].

I.2.4.1.4. Comportement en fatigue :

On entend par phénomène de fatigue, la dégradation progressive d'une structure soumise à des sollicitations fluctuantes ou répétées, qui se traduit par l'apparition et le développement de fissures qui progressent avec le nombre de cycles appliqué, ce processus à caractère irréversible altère les propriétés mécaniques macroscopiques du matériau et peut conduire à la rupture pour un niveau de chargement inférieur à sa résistance statique si le nombre de cycles appliqué est suffisant.

La représentation classique des résultats d'essais de fatigue est la courbe de fatigue ou la courbe de Wöhler (Figure I-21), cette courbe fait correspondre une

durée de vie à un niveau de sollicitation exercée, qui peut être une contrainte ou une déformation imposée. [35]

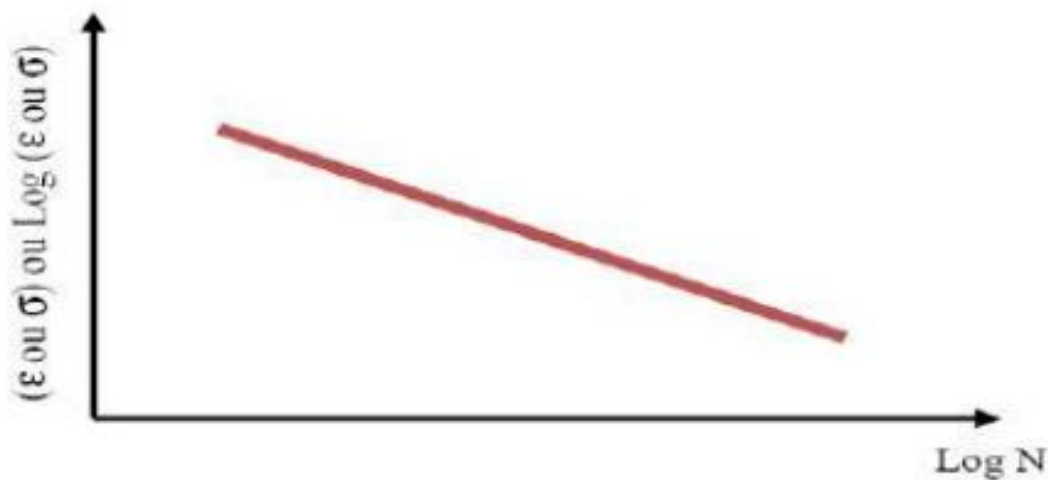


Fig. I.22 : Courbe de Wöhler

1.2.4.2. Comportement différé : fluage et retrait :

D'après CASANOVA [38], le phénomène de fluage dépend de la distribution des efforts au sein de la structure et aussi du type de matrice. Dans le cas des bétons fibrés et non fibrés qui ont la même composition de matrice, l'addition de fibres change légèrement ce comportement mécanique, et, il est probable que, pour un béton fibré avec un dosage optimisé, le comportement soit meilleur en fluage. Dans les cas de chargements de faible intensité (à peu près de 30% de la résistance du matériau), les fibres ne peuvent pas jouer leur rôle de couture, et donc, on ne peut observer une amélioration du comportement au fluage.

Certaines études sont même contradictoires. VIEIRA et BITENCOURT [39] affirment que la déformation de fluage est de 25% supérieure à celle des bétons fibrés. ASSIE et al [40] trouvent également une déformation de fluage supérieure de 30%. Par contre, PROUST et al [41] et VITEK [42] ont trouvé des valeurs de même ordre de grandeur pour des BAP et pour les bétons fibrés. Selon le même auteur le BAP peut substituer sans problèmes au béton fibré dans les structures. Enfin, CHOPIN et al [43] après la comparaison d'un béton fibré de référence présentant le

rapport volumique de 0,7 avec 05 BAP de rapports volumiques de 0,64- 0,57 – 0,64 – 0,63 – 0,64 ont conclu que les BAP étuvés ne présentent pas de déformations élastiques différées significativement différentes de celles du béton conventionnel.

Pour le retrait, d'après, d'après BÄUML & WITTMANN [44] les BAP sont susceptibles de présenter des niveaux plus élevés de retrait à cause du pourcentage plus élevé de pâte dans la composition. JOHANSEN & HAMMER [45], présentent des résultats où la diminution du module de finesse du sable conduit à une augmentation importante du retrait des BAP. Ils font la même constatation en utilisant la fumée de silice.

HEIRMAN et VANDEWALLE [46] ont comparé le comportement différé des BAP présentant un rapport volumique de 0,6 et des bétons fibrés de rapport volumique de 0,68. Ils ont trouvé 02 BAP pour lesquels le retrait étaient 02 fois plus fort que les retraits du béton fibré de référence, mais dans la même étude 04 BAP ont présenté des valeurs de retrait dans une fourchette qui serait admissible pour les bétons fibrés.

Les retraits des BAP seraient plus accentués aux jeunes âges. Selon KLUG et HOLSCHMACHER [47], les retraits sont de 50% supérieurs pour les BAP avant 28 jours, après, les retraits des BAP se rapprochent de ceux des bétons fibrés.

Enfin PROUST et al [41] et ASSIE et al [40] trouvent des retraits légèrement supérieurs pour le cas des BAP. Pour les premiers, les rapports volumiques des granulats étaient de 0,66 – 0,65 – 0,68 pour les BAP et 0,68 pour les bétons fibrés, et pour les autres, les rapports volumiques étaient situés à 0,65 pour les BAP et à 0,7 pour les bétons vibrés. Il y a des avis divergents sur les retraits des BAP, mais selon PONS [48], dans la majorité des cas, les écarts entre les retraits des BAP et ceux des bétons fibrés se situent dans la fourchette usuellement admise de $\pm 30\%$.

1.2.4.3. Influence des fibres sur l'ouvrabilité :

Dans les travaux de GROTH et NEMEGEER [49] et ainsi que dans le centre de recherche de Pont à Mousson [50], on relève que l'addition des fibres au béton influence directement son ouvrabilité. Pour GROTH et NEMEGEER [49], cela est

Chapitre I : Etude Bibliographique Sur le Béton Autoplaçant Fibré

fonction du volume des fibres par rapport au volume total du béton et de leurs caractéristiques géométriques, notamment leur longueur par rapport à leur diamètre.

Les variations d'ouvrabilité du béton dues à l'addition de fibres sont mises en évidence par les essais d'ouvrabilité du béton frais, comme l'essai d'étalement « slump flow » et essai de la boîte en L.

Ces essais permettent d'évaluer la fluidité du béton frais et l'absence de la ségrégation (pour le premier), et la fluidité, la capacité de remplissage et l'absence de blocages (pour le second).

Pour l'essai de la boîte en « L » utilisé par GROTH et al [49], il n'y avait pas de barres d'acier pour évaluer les blocages. Par contre, un essai d'étalement au cône d'Abram's « slump flow » en association d'un système circulaire des armatures disposées autour du cône, selon la direction d'étalement (essai J-ring), a été réalisé. Les hauteurs du béton en amont et en aval de l'armature sont mesurées et la relation entre la deuxième valeur par rapport à la première, comme dans le cas de la boîte en « L », évalue la capacité de remplissage du béton. Ces essais sont conçus initialement pour évaluer l'« autoplaçabilité » des bétons destinés à la fabrication des dallages.

On peut citer encore, encore, l'essai V-funnel pour l'évaluation d'écoulement des bétons dans un milieu confiné. Selon le CEBTP [50], cet essai permet d'évaluer la stabilité du béton lors de l'écoulement. On associe la durée d'écoulement à la perturbation du béton à cause des collisions inter-granulaires. Moins le béton est stable, plus il y a des perturbations. Bien que cela pose certains problèmes, GROTH et NEMEGEER [49] affirment que

l'utilisation des fibres dans les bétons autoplaçant est envisageable et qu'il est possible de respecter les conditions exigées pour l'ouvrabilité des BAP classiques. De même AMBROISE et al [51] disent que l'addition des fibres au béton ne nuit pas aux propriétés du béton autonivelant.

L'importance de la fluidité pour le béton fibré est soulignée par KHAYAT et al [52]. Ils montrent que l'interaction des granulats avec les fibres est très influente

sur les phénomènes de blocage. Cette interaction est également relevée dans [50]. Il y a un rapport idéal entre le pourcentage du sable et les granulats totaux de manière à optimiser la fluidité et l'étalement en fonction de l'addition des fibres à la teneur désirée.

1.2.4.4 . Influence de la teneur en fibres sur la composition des BAP :

GRUNEWALD et WALRAVEN [53] présentent une étude sur les propriétés du béton autoplaçants frais, en fonction de la teneur en fibres (polypropylène et métallique et de longueur comprise entre 30 et 60 mm), et de la composition de référence. Le pourcentage de sable a été établi à 40% du volume du mortier. Les essais réalisés sont : l'essai d'ouvrabilité au V-funnel, l'essai au cône d'Abram's et l'essai J-ring. Les principales conclusions sont récapitulées ci-dessous :

- Toutes les compositions sont sensibles à l'augmentation de la teneur en fibres, notamment au niveau de l'augmentation de la résistance à l'écoulement, diminution de la capacité de passage à l'essai j-ring, et diminution de la dimension et ovalisation de galette.

- Les compositions dont le volume du mortier était minimal ont présenté les problèmes majeurs lors de l'augmentation de la teneur en fibres.

- La procédure de substitution des fibres aux granulats en volume égal est une bonne solution pour optimiser l'insertion des fibres.

Ils ont noté que l'augmentation de la teneur en fibres induit un changement de la forme de la galette, qui de circulaire a une tendance à s'ovaliser. L'augmentation de la teneur en fibres peut avoir tendance à provoquer des gros amas situés au centre de la galette, concentration due à un conglomérat de gros granulats et de fibres. Pour l'essai J-ring, l'augmentation de la teneur en fibres exige des ouvertures plus grandes pour augmenter la capacité de passage du béton.

GRUNEWALD et WALRAVEN [54] présentent aussi une étude sur l'influence de la teneur en fibres dans les mortiers, en faisant varier le pourcentage du sable. Sont utilisées des fibres métalliques et synthétiques. Pour les 02 types de fibres ils ont constaté au travers des essais au V-funnel et au cône d'Abram's une

Chapitre I : Etude Bibliographique Sur le Béton Autoplaçant Fibré

augmentation de la résistance à l'écoulement, ainsi qu'une diminution de l'étalement. La facilité d'insertion des fibres au béton varie dans le sens inverse de l'augmentation du pourcentage du sable dans le mortier.

Une autre observation concernant l'influence de l'insertion des fibres au béton sur la compacité finale du mélange. GRUNEWALD et WALRAVEN [55], ont réalisé 04 compositions de BAP fibrés avec différentes fibres métalliques, de longueur 30, 40, 60, et 30,5 mm et ils les ont comparées avec une composition de référence. Ils ont fait varier le pourcentage du sable dans le volume total des granulats. La compacité maximale pour la composition de référence a été obtenue pour un rapport sable sur granulats totaux d'environ 40%. Dans ce cas la composition de référence a été plus dense que les autres compositions fibrées. Par contre, pour une valeur de 75% du sable on obtient la même densité tant pour la composition de référence que pour toutes les différentes compositions fibrées. L'impact des fibres est moindre pour les valeurs plus élevées de sable dans les granulats totaux.

Pour établir une loi de la variation d'étalement par rapport à la teneur en fibres, GRUNEWALD et WALRAVEN [55] ont adopté les 04 compositions citées précédemment. Ils ont trouvé que pour un domaine d'étalement supérieur à 600 mm, la variation du diamètre d'étalement varie linéairement en fonction du facteur fibres, donné par $(V_f \cdot L/D)$, où V_f est le volume de fibres, "L" est la longueur de la fibre, et "D" est le diamètre de la circonférence inscrite dans la section de la fibre.

I.2.5. Les avantages du béton de fibres :

Les avantages de l'utilisation des fibres dans le béton sont présentés selon l'aspect technique et économique.

a) Aspect technique :

Chapitre I : Etude Bibliographique Sur le Béton Autoplaçant Fibré

L'utilisation d'un béton fibré est avantageuse principalement au niveau du contrôle de la fissuration ainsi que du support de charge, tout dépendamment du type de fibres et du dosage utilisé.

- ✓ Un renforcement tridimensionnel uniformément distribué à travers le béton,
- ✓ Une augmentation de la ténacité grâce au comportement en post fissuration (résistance résiduelle),
- ✓ Une énergie d'absorption élevée,
- ✓ Une résistance aux impacts élevée,
- ✓ Une résistance à la fatigue élevée,
- ✓ Une augmentation de la résistance en cisaillement.

b) Aspect économique :

Les principaux avantages économiques des bétons fibrés sont :

- ✓ Une réduction des intervenants sur le chantier, ce qui implique une réduction du coût de mise en place et du temps de construction,
- ✓ Une optimisation du dimensionnement [56].

I.2.6. Les fibres :

Le terme Fibre se rapporte à un corps solide flexible, de forme sensiblement cylindrique, d'un diamètre de quelque millimètre. e terme est généralement aussi utilisé pour définir le constituant élémentaire des structures textiles, par ailleurs, on distingue la fibre de longueur réduite ou fibre courte, de 20 à 150 mm, de la fibre de grande longueur ou filament continu. [57].

Dans le rapport sur l'état de l'art publié par le comité 544, de L'American Concrete Institute en 1982 nous pouvons lire : "Les fibres sont produites à partir d'acier, de plastique, de verre et de matériaux naturels sous différentes formes et dimensions ".

I.2.6.1. Les différents types de fibres :

Les fibres sont ajoutées aux matériaux cimentaires afin d'améliorer leurs caractéristiques à l'état durci. Les fibres utilisées dans la confection des bétons sont

classées en quatre grandes familles selon leurs caractéristiques chimiques, physiques et mécaniques :

- Fibres minérales : verre, carbone ;
- Fibres métalliques : acier, inox, fonte ;
- Fibres organiques : polypropylène, acrylique ;
- Fibres naturelles : Hévéa, Sisal ...

Chaque type de fibre présente des caractéristiques et des propriétés qui lui sont propres dimensions (diamètre, longueur...), formes (lisse, rugueuse, plate, ondulée, crantée...), résistance à la traction et adhérence au béton, qui procurent un comportement mécanique spécifique aux structures renforcées de fibres.

I.2.6.1.1. Les fibres métalliques :

Les fibres métalliques caractérisées par un module d'élasticité élevé, par conséquent, offrent au béton une meilleure résistance à la traction, au choc et améliore sa ductilité en augmentant son pouvoir de résister aux déformations dues à la rupture, de même donne une ténacité appréciable, leurs formes et leurs dimensions améliorent leur ancrage et leur adhérence (fibres, copeaux, fibres tréfilées, ondulées, déformées aux extrémités, en tête de clou).



Fig. I.23. Différents types de fibres métalliques.

I.2.6.1.2. Les fibres de polypropylène :

Les polypropylènes, sont des produits d'origine pétrolifère, découverts en 1954, ce matériau de synthèse a connu une extension croissante dans l'industrie de textile où ils apportent les avantages suivants :

- Disponibilité à prix relativement faible ;
- Résistance aux attaques en milieux alcalins et corrosifs ;
- Augmentation notable de la résistance aux chocs ;
- Limite l'ouverture des fissures.

Ces fibres sont fréquemment utilisées dans le bâtiment, en particulier dans réalisation des panneaux décoratifs, revêtement de façades, de tuyaux et pieux.



Fig. I.24. Fibres de polypropylènes.

I.2.6.1.3. Les fibres végétales :

La principale fibre végétale est la cellulose qui résiste aux alcalis, les fibres végétales résistent à la plupart des acides organiques mais sont détruite par les acides minéraux forts, il existe quatre sortes de fibres végétales : les fibres provenant des poils, les fibres di liber, elles sont souvent utilisées dans la fabrication du papier et dans les panneaux de construction (fibres de bois) [48].



Fig. I.25. Fibre végétale.

I.2.6.1.4. Les fibres de verre :

Ces fibres sont fabriquées à partir de verre fondu qui passe dans une filière, chauffé par effet Joule, qui comporte 50 à 800 tours d'un diamètre de l'ordre de 10 à 100 μm , elles sont disponibles dans le commerce sous forme de bobines (découpage

Chapitre I : Etude Bibliographique Sur le Béton Autoplaçant Fibré

à la demande) ou sous forme de morceaux prédécoupés de 3, 6, 12 et 50 mm de long, ils sont regroupés en trois types : les fibres de verre classique (silice, soude, chaux), la fibre de verre au zirconium et la fibre au borosilicate ,Ces fibres sont généralement caractérisées par les propriétés suivantes:

- Bonne adhérence avec la matrice,
- Disponibilité sous toutes les formes (coupées, continues»».),
- Bonne résistance à l'humidité et à la corrosion,
- Conductivité thermique relativement faible [57].



Fig I.26. Fibre de verre

1.2.6.2. Le 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. 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 (fig. I.26-a) ;

- La transformation du comportement fragile d'un matériau en un comportement ductile qui accroît la sécurité lors des états de chargement ultimes (fig.I.26-b).

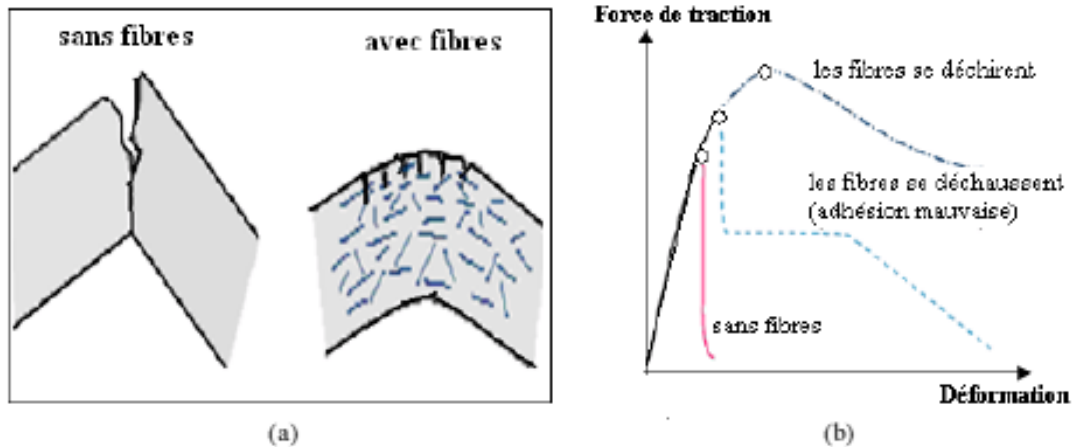


Fig. I.27. Illustration de l'apport du renfort par des fibres [58].

Pour bien comprendre le rôle joué par les fibres, il faut préciser que le terme « fibre » est ici réservé à des matériaux d'une longueur d'environ 60 mm (fibres courtes), par opposition aux armatures du béton armé (barres, rubans, treillis soudés).

Les fibres ont généralement pour rôle de renforcer l'action des armatures traditionnelles en s'opposant à la propagation des microfissures. Selon les caractéristiques présentées par les fibres, la rupture du béton évolue plus ou moins d'un comportement fragile vers un mode de type ductile.

Selon les fibres utilisées et les ouvrages auxquels elles sont incorporées, ce rôle se traduit par des améliorations relatives a :

- La cohésion du béton frais ;
- La déformabilité avant rupture (rupture ductile) ;
- La résistance aux chocs ;
- La résistance à la fatigue ;
- La résistance à l'usure ;

- La résistance mécanique du béton aux jeunes âges ;
- La réduction des conséquences du retrait par effet de couture des fissures et microfissures.

Grâce à leurs propriétés, les fibres permettent de mieux mobiliser la résistance intrinsèque du béton avec comme conséquence une réduction des sections, de réaliser des pièces minces de grandes dimensions et de donner une plus grande liberté architectural.

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.

1.2.6.3. Influence des fibres sur les propriétés des BAPF à l'état frais :

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, des conclusions ont été tirées :

Grünewald 2004 [59] mentionne qu'une augmentation de la limite d'élasticité est fonction de l'augmentation du volume des fibres dans les BAP. Parallèlement, Grünewald et al 2001 [60] ont rapporté que pour obtenir un affaissement donné, la longueur des fibres doit être réduite avec l'augmentation du volume des fibres ; en d'autres termes, pour un type de fibre donné, le taux d'affaissement diminue avec l'augmentation du volume des fibres.

Sahmaran et al. 2005 [29] ont étudié l'effet de la combinaison des fibres métalliques de différentes formes et nature sur les propriétés rhéologiques et mécaniques. Les auteurs concluent que la maniabilité est fonction des propriétés des fibres (volume, longueur, aspect ratio et la forme).

Khayat et al. 2000 [24] ont rapporté que l'inclusion des fibres dans les BAP pourrait modifier de manière significative les propriétés rhéologiques par leurs formes et leurs interactions avec les agrégats, par conséquent une augmentation de la résistance à l'écoulement.

Les auteurs ont noté que l'essai d'affaissement et d'écoulement ne sont pas des paramètres rhéologiques suffisants pour évaluer la déformabilité des BAPF. Ils recommandaient l'essai de V Funnel, pour évaluer la déformabilité dans un milieu confiné, surtout dans le cas où le volume des fibres est important.

Kassimi 2008 [61] a montré que l'incorporation d'un volume de fibre dépassant les 0.5% affecte les propriétés rhéologiques et donne un BAP semi-fluide.

I.2.7. Propriétés mécaniques des fibres métalliques :

Les fibres ont une influence importante sur le comportement mécanique du béton fibreux, leur incorporation peut augmenter les résistances, en traction, en flexion et particulièrement au cisaillement en résistant aux efforts de traction. Offrent plus de ductilité et de ténacité.

Chapitre I : Etude Bibliographique Sur le Béton Autoplaçant Fibré

Leur géométrie est très variable (fig I.27). Les fibres les plus utilisées sont les fibres droites. C'est l'adhérence de ces fibres avec la matrice cimentaire qui diminue la fragilité du béton par amélioration du comportement post fissuration.

Il existe des fibres à crochets. Leurs extrémités recourbées développent un ancrage et dissipent une énergie de fissuration par plastification de la fibre [62] et par frottement à l'interface avec la matrice.

On trouve aussi des fibres ruban, des fibres à tête d'ancrage ou encore des fibres ondulées dont, qualitativement, les modes de fonctionnement sont les mêmes que ceux cités précédemment.

L'avantage des fibres à crochets ou ondulées est qu'elles développent un ancrage supplémentaire en plus de l'adhérence avec la matrice les rendant plus efficaces que les fibres droites. Cependant, ce type de fibres peut engendrer la formation d'oursins durant la fabrication entraînant une répartition non homogène dans le béton. Les fibres droites sont généralement utilisées pour pallier à ce problème mais, ne fonctionnant que par adhérence avec la matrice, leur efficacité s'en ressent.

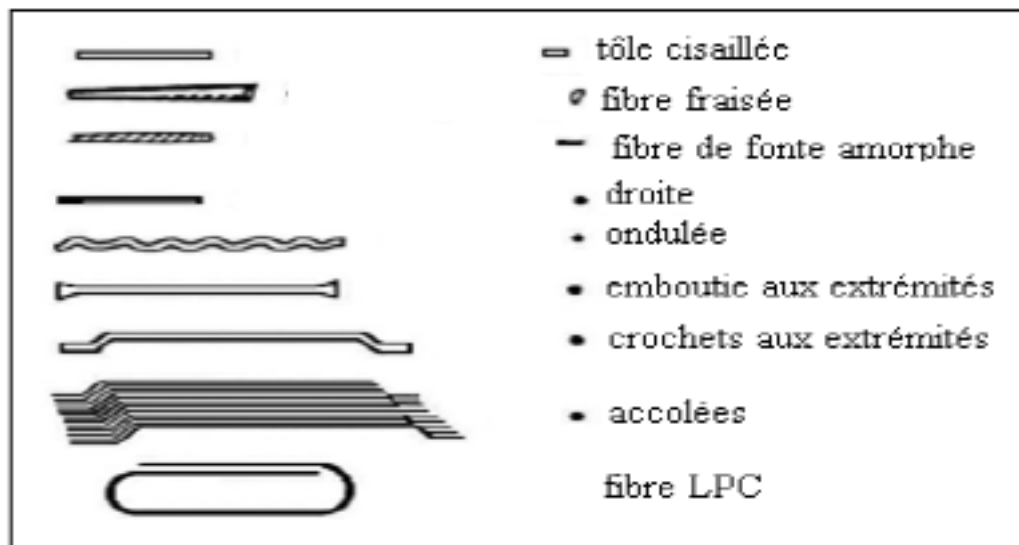


Fig. I.28. Différentes formes géométriques de fibres métalliques.

I.2.8. Les principaux constituants des BAPF :

Les constituants des BAP peuvent être assez différents de ceux des BO. Ils peuvent différer tant par leurs proportions que par leur choix. Étant donné le mode de mise en place des BAP, les constituants entrant dans la fabrication du BAP, selon leur utilisation, en trois catégories ; les matériaux de base (ciment, granulats et eau de gâchage), les additions minérales, ainsi que les adjuvants chimiques.

I.2.8.1. Matériaux de base :

Les granulats, le ciment et l'eau forment les éléments de base de tous types de béton. Ils sont qualifiés ainsi puisqu'ils sont historiquement les seuls constituants des bétons de nos ancêtres et parce qu'ils ont toujours les plus grosses proportions relatives dans le mélange de BAP.

I.2.8.1.1 . Le ciment :

Le ciment est un liant hydraulique, c'est-à-dire une matière minérale finement moulue qui, mélangée avec l'eau, forme une pâte qui fait prise et durcit à la suite du processus d'hydratation et qui, après durcissement, conserve sa résistance et sa stabilité même sous l'eau. Le durcissement de la pâte de ciment est principalement dû à l'hydratation des silicates de calcium. Dans les ciments, les aluminates peuvent également intervenir dans le processus de durcissement. La somme des proportions de l'oxyde de calcium (CaO) et du dioxyde de silicium (SiO₂) réactifs doit être d'au moins 50 % en masse.

Le ciment est constitué principalement de clinker Portland (K) qui est un matériau hydraulique. Il est obtenu à partir de la cuisson à haute température, supérieure à 1450°C, d'un mélange approprié de calcaire et d'argile en proportion moyenne de 80% et 20% [63]

Les silicates et aluminates hydrauliques formés lors de cette cuisson (clinkérisation) sont :

- Le silicate tricalcique, $3\text{CaO}.\text{SiO}_2$, que l'on écrit C3 S ;
- Le silicate bicalcique, $2\text{CaO}.\text{SiO}_2$, que l'on écrit C2 S ;

Chapitre I : Etude Bibliographique Sur le Béton Autoplaçant Fibré

- L'aluminat tricalcique, $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3$, que l'on écrit C3A ;
- L'aluminoferrite tetracalcique, $4\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{Fe}_2\text{O}_3$, que l'on écrit C4AF.

Suivant la carrière d'origine et les performances recherchées, le clinker est constitué de 62 % à 67 % de chaux combinée (CaO), de 19 % à 25 % de silice (SiO_2), de 2 % à 9 % d'alumine (Al_2O_3), et de 1 % à 5 % d'oxyde de fer (Fe_2O_3).

Le ciment peut être constitué aussi de laitier de haut fourneau (S), de pouzzolane naturelle (Z), de cendres volantes siliceuses (V) ou calcaiques (W), de fumée de silice (D), de calcaire (L), de schistes calcinés (T), de constituants secondaires, de sulfate de calcium (gypse, hémihydrates, anhydrite) et d'additifs.[63]

Le ciment généralement utilisé pour la confection d'un béton autoplaçant est soit le ciment Portland CPA-CEM I 42,5 qui contient au moins 95 % de clinker et éventuellement un constituant secondaire, soit le ciment Portland composé CPA-CEM II/A et B 42,5 dont l'apport en clinker est de 65 à 94 %, le reste étant composé d'un ou de plusieurs ajouts. [63]

- Les différents types de ciments

Les ciments constitués de clinker et de constituants secondaires sont classés en fonction de leur composition, en cinq types principale. Ils sont notés CEM et numérotés de 1 à 5 en chiffres romains dans leur notation européenne (la notation française est indiquée entre parenthèse) : [63]

CEM I: Ciment Portland (CPA). Le ciment CEM I également appelé ciment Portland, contient au minimum 95 % de clinker et au maximum 5 % de constituants secondaires.

CEM II : Ciment Portland composé (CPJ). Les ciments CEM II (A ou B), contiennent au minimum 65 % de clinker et au maximum 35 % d'autres constituants comme le laitier de haut-fourneau, « la fumée de silice » (limitée à 10 %), la pouzzolane naturelle, les cendres volantes, les calcaires, etc. Les ciments CEM II sont bien adaptés pour les travaux massifs.

CEM III : Ciment de haut-fourneau (CHF). Les CEM III A, B ou C également appelé [Ciment de Haut-Fourneau](#), sont principalement obtenus grâce au mélange de 5 à 64 % de clinker avec 36 à 95 % de laitier de haut-fourneau.

CEM IV : Ciment pouzzolanique (CPZ). Les CEM IV A ou B sont des ciments de type pouzzolanique. Ils sont constitués de 45 à 89 % de clinker et de 11 à 55 % d'autres constituants comme le laitier de haut-fourneau, « la fumée de silice », le schiste calciné, la pouzzolane naturelle, les cendres volantes, les calcaires, etc.

CEM V : Ciment composé (CLC). Les CEM V A ou B sont des ciments qui contiennent entre 20 et 64 % de clinker, 18 à 50 % de laitier de haut-fourneau et 18 à 50 % de cendres volantes siliceuse et/ou de pouzzolanes. Ces ciments sont bien adaptés aux travaux hydrauliques, souterrains, fondations et injections par exemple.

I.2.8.1.2. Les granulats :

Les granulats sont définis comme l'ensemble de grains inertes compris entre 0mm et 40mm (sable, graviers et cailloux) dont l'origine peut être naturelle ou artificielle. [63]

Nous distinguons les granulats roulés extraits de ballastières naturelles ou de rivières, et les granulats concassés, obtenus à partir des roches concassées exploitées en carrières.

Les granulats sont classés selon les dimensions des grains qui les constituent et la courbe granulométrique représente la distribution, en pourcentage, des poids des matériaux passants dans des tamis de dimensions normalisées.

Pour faciliter l'écoulement du mélange, la confection d'un bon béton autoplaçant utilise généralement des granulats roulés de rivières et un apport de fines (par exemple des fillers calcaires) plus importants.

Du fait que les frottements entre les granulats limitent l'étalement et l'aptitude au remplissage des bétons, la quantité de granulats est donc limitée, en général le rapport granulats/sable exprimé en masse est de 1 dans un BAP. Le risque de

blocage dans un milieu fortement ferrailé augmente lorsque le D_{\max} augmente. Ainsi, le D_{\max} des granulats doit être compris entre 10 et 20 mm. [63]

I.2.8.1.3. L'eau :

L'eau de gâchage doit être propre et ne doit pas contenir de matière en suspension au-delà des tolérances réglementaires suivantes [63] :

- 2 g/l pour les bétons à haute résistance ;
- 5 g/l pour les bétons à faibles résistances.

L'eau de gâchage ne doit pas contenir des sels dissous au-delà de :

- 15 g/l pour les bétons à haute résistance ;
- 30 g/l pour les bétons à faibles résistances.

La pâte doit assurer une mobilité suffisante mais doit aussi inhiber tout risque de ségrégation et de ressuage. Un BAP sera dès lors composé d'une quantité de fines élevée et d'une quantité d'eau relativement faible (eau/ciment rarement supérieur à 0,55 voire 0,50). La fluidité souhaitée sera obtenue par l'utilisation de superplastifiants. [63]

I.2.8.2. Additions minérales :

L'emploi des pouzzolanes minérales pour faire des mortiers et des bétons est connu depuis l'Antiquité. Ces pouzzolanes désignent un grand nombre d'additions minérales aux origines diverses, mais qui présentent tous, le fait d'être fins et de réagir en présence d'eau et de chaux. De nos jours, des quantités considérables de plusieurs types de ces additions continuent d'être utilisées.

Nous présentons ci-dessous les différentes additions minérales éventuelles qu'on peut incorporer dans les compositions des BAP :

1. Les fillers calcaires
2. Les pouzzolanes naturelles

3. Le laitier de haut fourneau
4. La fumée de silice
5. Les cendres volantes,»

I.2.8.3. Adjuvants chimiques :

Ce sont des produits chimiques organiques ou inorganiques qui, incorporés dans les bétons à des dosés précises du poids de ciment et selon leur plage d'utilisation indiquée par le fournisseur. Leur introduction dans le mélange engendre des phénomènes physico-chimiques très complexes et ils ont pour but d'améliorer les propriétés des bétons à l'état frais ou à l'état durci. [63]

I.2.8.3.1. Les superplastifiants :

Les superplastifiants sont des produits organiques qui, ajoutés à de faibles proportions (de 0,2 à 2% environ) au béton frais permettent d'en modifier les propriétés rhéologiques durant une période plus ou moins longue. Le béton est un matériau composite poreux constitué de ciment, de granulats et d'eau et ses propriétés mécaniques finales dépendent très étroitement de la quantité d'eau introduite lors du gâchage. L'utilisation de super plastifiants nous permet d'obtenir un béton très liquide pouvant être mis en place sans vibration ni ressuage ou ségrégation. [63]

Les superplastifiants permettent de répondre à deux types d'applications, selon que l'utilisateur travaille dans le domaine de la préfabrication ou du béton prêt à l'emploi. Dans le premier cas, il aura besoin d'un béton qui acquiert des propriétés mécaniques importantes de façon très rapide afin de procéder au démoulage dans les délais les plus brefs et en même temps d'un béton assez fluide pour avoir une mise en place convenable dans les moules. Dans le deuxième type d'utilisation, le béton devra pouvoir être transporter sur des parcours plus ou moins longs et présenter de bonnes propriétés de mise en œuvre sur le site de construction sans que les performances mécaniques ne soient affectées. [63]

Il apparaît donc que les bétons modernes doivent satisfaire à la fois aux exigences de résistance et de maniabilité. Il s'agit de deux caractéristiques

Chapitre I : Etude Bibliographique Sur le Béton Autoplaçant Fibré

apparemment inconciliables puisque sans l'ajout de super plastifiant, l'augmentation des résistances ne s'obtient qu'avec une réduction d'eau. Or, une réduction d'eau diminue la fluidité. Un gain de maniabilité ne peut être obtenu qu'en augmentant la quantité d'eau de gâchage et donc au détriment des résistances finales du matériau. [63]

L'utilisation de superplastifiants dont l'action est schématisée sur (la Figure I.28) permet de concilier la diminution de la teneur en eau et la fluidité du béton tout en conservant de bonnes performances mécaniques du matériau.

- 1 – augmentation de la fluidité (teneur en eau égale)
- 2 – diminution de la teneur en eau et augmentation de la fluidité
- 3 – diminution de la teneur en eau (à fluidité égale).

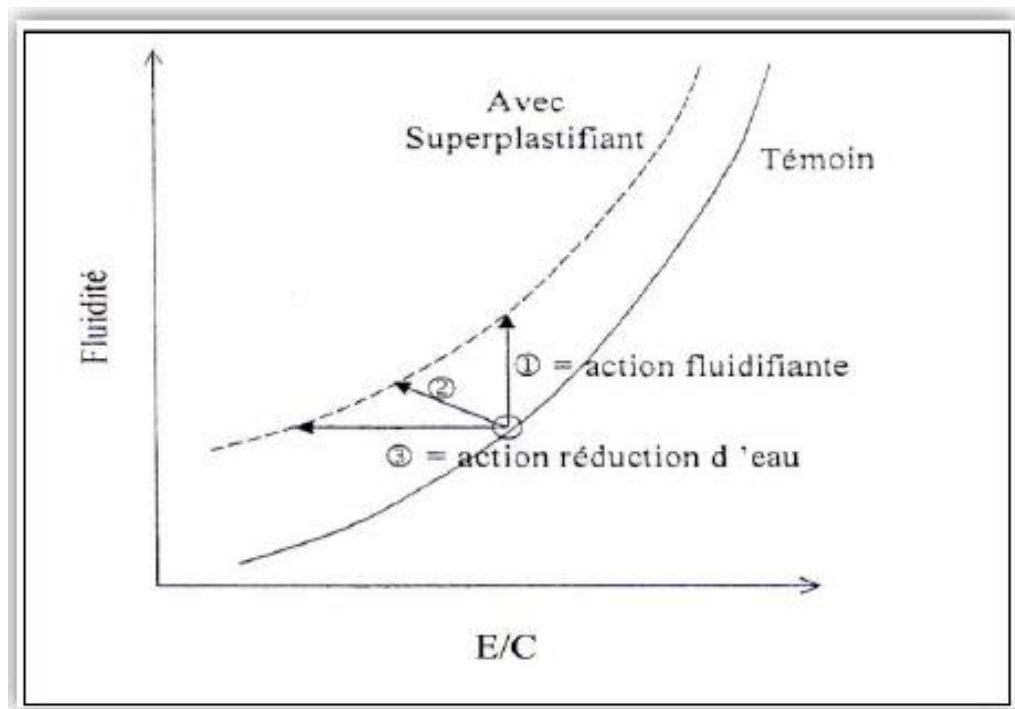


Fig. I.29. Actions des superplastifiants [63]

I.2.8.3.2. Les argents colloïdaux :

En 1977, des argents colloïdaux améliorant la viscosité et la stabilité du béton ont été développés en Allemagne. Ces adjuvants, se présentant généralement sous forme de poudre, sont fréquemment utilisés pour empêcher le délavement à l'état

Chapitre I : Etude Bibliographique Sur le Béton Autoplaçant Fibré

frais des bétons coulés sous l'eau, comme agent de pompage, et pour améliorer la cohésion de mélange des BAP.

Leur utilisation commence à être populaire, mais ils sont actuellement relativement chers comparés aux autres adjuvants.

La plupart des argents colloïdaux sont composés d'éther de cellulose ou de polymères de type acrylique qui sont solubles dans l'eau [B.NECIRA]. Ils sont classés selon leur origine en trois catégories [HOLCIM] :

a. Polymères naturels : Ils comprennent des gommes naturelles, des protéines de certaines plantes et l'amidon.

b. Polymères semi-synthétiques : Ils comprennent des dérivés de l'amidon, des dérivés de l'éther de cellulose comme l'hydroxyle de cellulose, l'hydroxyle de méthyle de propyle de cellulose et le méthyle carboxyle de cellulose, ainsi qu'un électrolyte comme de l'alignone de sodium.

c. Polymères synthétiques : Ils comprennent de l'éthylène comme de l'oxyde de polyéthylène et de vinyle comme l'alcool de polyvinyle.

Le mécanisme d'action des agents colloïdaux est fonction du type et de la concentration des polymères. Il peut être décomposé en trois phases [F.JACOBS AND F.HUNKELER] :

1. Adsorption : Les longues chaînes de polymères adhèrent à la périphérie des molécules d'eau par un phénomène d'adsorption et fixation d'une partie de l'eau.

La quantité d'eau adsorbée dépend de la longueur des polymères et de leur surface spécifique.

2. Association : Les molécules des chaînes de polymères adjacentes peuvent développer entre elles des forces d'attraction qui bloquent les mouvements de l'eau et provoquent la formation d'un gel qui augmente conséquemment la viscosité.

3. **Entrelacement** : Les chaînes de polymère peuvent s'entrelacer et s'emmêler spécialement dans des mélanges à forte concentration d'agent colloïdal. Cet entrelacement augmente la viscosité.

1.2.8.4. Autres additions :

En plus des additions minérales indispensables caractérisant la composition de la pâte de ciment du BAP, les additions inertes suivantes sont aussi parfois utilisées:

- Les pigments pour la coloration d'éléments architectoniques
- Les fibres d'acier comme armature constructive
- Les fibres de polyéthylène (fibres PE) pour améliorer la résistance au feu
- Les fibres de polypropylène (fibres PP) pour empêcher les fissures de retrait plastique.

I.3. Conclusion :

L'utilisation des fibres dans la construction remonte à plusieurs siècles. Depuis les trente dernières années, l'intérêt pour leur utilisation ne cesse de croître pour la fabrication du béton prêt à l'emploi, du béton préfabriqué, du béton projeté ainsi que le renforcement du béton autoplaçant. Les fibres sont produites à partir d'acier, de plastique, de verre et de matériaux naturels sous diverses formes et dimensions (rondes, plates, gaufrées et déformées), dont la longueur varie généralement entre 6 et 150 mm tandis que l'épaisseur est comprise entre 0,005 à 0,75 mm. Chacune de ces catégories de fibres procure au béton des propriétés spécifiques mais, en général, il serait suffisant de vouloir parler de béton renforcé de fibre.

Le paramètre numérique le plus fondamental décrivant la fibre est son élancement qui est défini comme le rapport entre la longueur et le diamètre (l/d) équivalent à la fibre. Il est considéré comme l'un des paramètres les plus importants dans la technologie des bétons renforcés de fibres, comme son rôle prépondérant sur la maniabilité du béton.

Chapitre I : Etude Bibliographique Sur le Béton Autoplaçant Fibré

Donc la fonction principale des fibres dans le béton est de réduire l'ouverture et la propagation des fissures en état de service et de transformer le comportement fragile du béton en un comportement ductile.

Chapitre II :
Etude Sur les Essais Non
Destructifs du Béton (END)

Chapitre II :

Etude Sur les Essais Non Destructifs du Béton

(END)

II.1. Introduction :

la méthode normalisée utilisée pour évaluer la qualité du béton dans les bâtiments ou les ouvrages comprend les essais de résistance à la compression, à la flexion et à la traction effectués sur des éprouvettes coulées au même moment. Les principaux désavantages de cette méthode sont que les résultats ne sont pas obtenus immédiatement; le béton des éprouvettes peut être différent de celui de l'ouvrage car le cure ou le compactage peuvent être différents; ainsi que les propriétés de résistance d'une éprouvette de béton dépendent de sa grosseur et de sa forme. [64]

Afin de contourner les inconvénients des méthodes destructives, une gamme d'essais in-situ, appelés essais non destructifs, a été développée, étant entendu que la structure peut être contrôlée sans toutefois modifier, ni sa performance ni son apparence. [65]

Ces méthodes sont basées sur le fait que certaines propriétés physiques du béton peuvent être reliées à la résistance et peuvent être mesurées par des méthodes non destructives. Ces propriétés physiques du béton comprennent la dureté, la résistance à la pénétration des projectiles, la capacité de rebondissement et la capacité de transmettre les impulsions ultrasoniques et les rayons X et gamma. [64]

Dans notre travail, on va essayer d'établir des corrélations entre la résistance à la compression et les résultats des essais d'ultrason et scléromètre, ainsi que la caractérisation de quelques propriétés mécaniques et physique du béton.

II.2 .Définition :

Ils représentent des méthodes de reconnaissances couramment appliquées aux ouvrages. Comme leur nom l'indique, il s'agit de mesures n'endommageant pas les éléments de structure. Ces essais ont la particularité d'être rapides et faciles à mettre en œuvre. [66]

Les Contrôles Non Destructifs sont un ensemble de méthodes qui permettent l'évaluation de l'état d'intégrité d'un matériau, de structures, ou d'ensembles mécaniques, sans les dégrader.

Ils peuvent être appliqués pratiquement à tous les stades de vie d'un élément:

- Production ;
- Utilisation ;
- Étude de vieillissement ;
- Maintenance.[67]

II.3. Avantages et Inconvénients :

Les essais non destructifs nous apportent plusieurs bénéfices et satisfaction, d'un point de vu de rapidité d'où en peut obtention des résultats dans quelques instants sur l'état de santé, des performances mécaniques ou des propriétés physiques d'une structure déjà existante. Un autre avantage réside dans le fait que ces méthodes nous permettent d'effectuer un nombre d'essais pratiquement infinis sur un même échantillon et de ce fait, économisé du matériau testé, ce qui rend ces méthodes plus économiques et moins couteuse à celles destructifs.

Le désavantage essentiel de ces essais non destructifs est que les résultats obtenus ne sont pas à 100% fiables, car plusieurs facteurs influents ces derniers tel que la composition du béton et ces constituants, l'état de la surface testé, la façon de la mesure, la présence ou non des armatures, l'humidité et autres. [65]

II. 4. Essai d'auscultation sonique : [EN 12504-4]

La mesure de la vitesse des ondes dans le béton est classiquement utilisée aussi bien en laboratoire que sur les ouvrages. Cette méthode est également

Chapitre II : Etude Sur les Essais Non Destructifs du Béton (END)

normalisée par les normes Françaises (EN 12504-4) et américaines (ASTM-C597-02), et il existe des appareils commerciaux complets permettant de réaliser ce type de mesures. [67]

Le principe général est de mesurer la vitesse de l'onde mécanique se propageant dans le béton.

On utilise pour cela une paire de transducteurs, l'un servant de source et l'autre le récepteur. Cette méthode permet principalement de détecter :

- Un non uniformité des propriétés de la structure ;
- Des grosses fissures ou des vides résultants par exemple de « nids de cailloux »;
- La détérioration due au feu, au gel ou à des agressions chimiques... [68]
- Elle peut également être utilisée pour déterminer les modules d'élasticité ou les coefficients de Poisson des structures, à partir des relations. [68]

Cependant, la vitesse mesurée dépendant également de beaucoup d'autres paramètres du béton comme les hétérogénéités, la teneur en eau, les conditions de cure, la température, la présence de microfissures, etc., les valeurs obtenues peuvent être très différentes de celles obtenues par l'essai destructif de compression en laboratoire. [69]

II.4.1. Principe de l'essai :

On produit un train d'impulsion de vibration au moyen d'un émetteur appliqué sur l'une des faces de l'élément de béton à contrôler. Après avoir passé une longueur de parcours (L) dans le béton, l'impulsion de vibration est convertie en un signal électrique à l'aide d'un récepteur et la base de temps électronique permet de mesurer le temps de propagation des ondes ultrason (T). [65]

La vitesse de propagation des ultrasons est donnée par la formule :

$$V = \frac{L}{T} \quad (\text{II.1})$$

II.5. Méthodes de mesure de la vitesse de propagation des ultrasons :

II.5.1. Mesures en transparence directe :

Utilisées dans le cas des éprouvettes ou de poteaux ou dans certaines poutres, les transducteurs (émetteur et récepteur) sont appliqués sur les deux faces de l'élément à tester.[39]

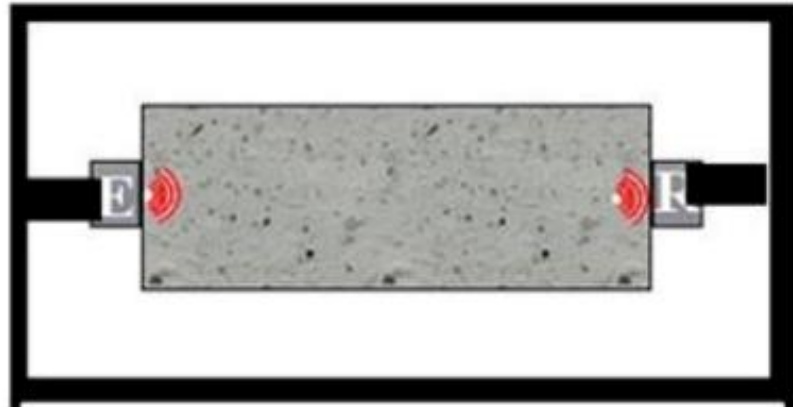


Fig. II.1. Mesures en transparence directe

II.5.2. Mesures en surface :

Utilisées sur tous les éléments de structure et sur éprouvettes, plus particulièrement sur les dalles et éléments en longueur.

L'émetteur est maintenu en un point fixe; le récepteur est déplacé successivement à des distances marquées à l'avance.

Après avoir relevé le temps correspondant à un point considéré, on passe au point suivant.

Après avoir porté graphiquement les temps et les distances, on trace la droite moyenne de ces différents points dont la pente correspond à la valeur de la vitesse du son dans le milieu considéré. [65]

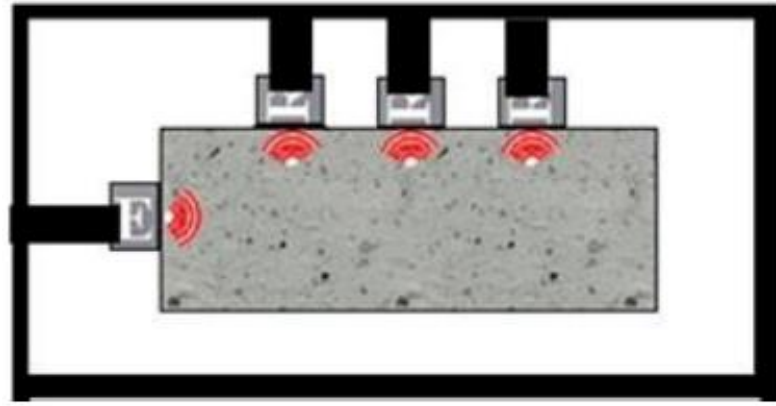


Fig. II.2. Mesures en surface

II.5.3. Mesures en transparence par rayonnement :

Cette méthode consiste à placer l'émetteur en un point fixe, et sur la face opposée ou perpendiculaire, on déplace à intervalle constant le récepteur sur une ligne. [65]

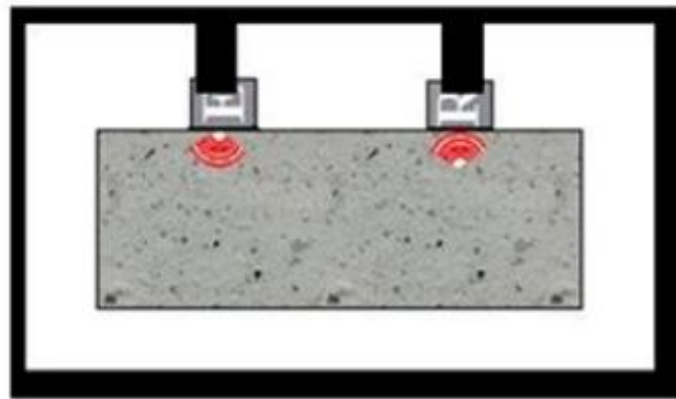


Fig. II.3. Mesures en transparence par rayonnement

II.5.3.1. Mode opératoire direct :

Le mode opératoire de cette technique de mesure directe.

* Préparation de l'élément :

Pour qu'il y ait un contact parfait entre le béton et les transducteurs, il est recommandé d'employer un matériau intermédiaire dit « couplant » entre les deux et en prenant soin de vérifier que l'appareil est bien appliqué contre la surface à tester.

Chapitre II : Etude Sur les Essais Non Destructifs du Béton (END)

Les matériaux d'interposition sont la vaseline, un savon liquide ou une pâte constituée de Kaolin et de glycérol.

Lorsque la surface de béton est très rugueuse, il est nécessaire de poncer et d'égaliser la partie de la surface où le transducteur sera fixé. [65]

* Longueur minimal de parcours :

La distance minimale séparant les transducteurs doit être supérieure ou égale à quatre fois la dimension du plus gros granulats de béton.

* Points de mesures :

Le nombre de points de mesures dépend des dimensions de l'ouvrage testé.

Pour un grand panneau (dalle, voile, radier, ...) les points de mesures sont situés aux intersections d'un quadrillage d'une maille de 0.5 m, le cas des petits éléments (poteaux, poutres, ...). les mesures se font en six points, (voir figures ci-dessous). [65]

Chaque mesure doit être répétée trois fois repositionnant les transducteurs avec, si cela est possible.

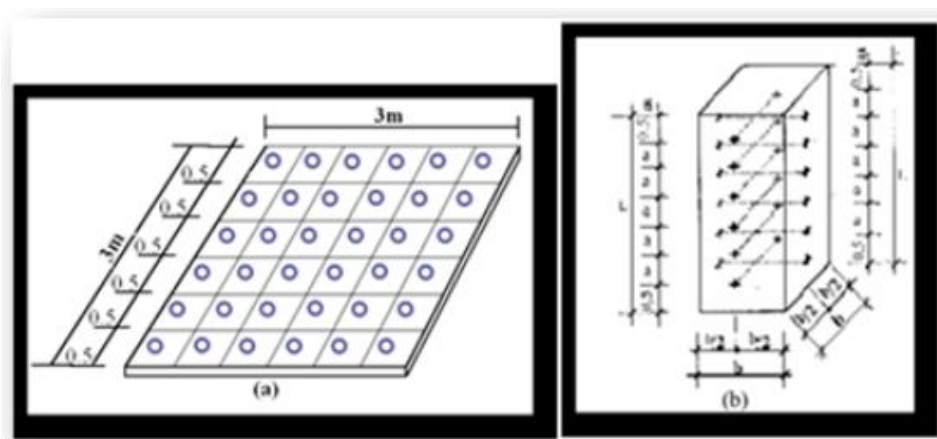


Fig. II.4. Points de mesures pour une dalle et un poteau.

(a) : un panneau (exemple : une dalle de 3 x 3 m²)

(b) : un petit élément (exemple : un poteau de section b x b et de hauteur h)

II.5.3.2. Influence des armatures :

La vitesse de propagation mesurée sur du béton armé, à proximité des armatures, est souvent plus élevée que celle que l'on mesure dans un béton de masse de même composition.

En effet, la vitesse de propagation dans l'acier est de 1,2 à 1,9 fois celle que l'on mesure dans du béton non armé.

Dans certains cas, la première impulsion qui arrive au transducteur s'est propagée en partie dans l'acier et en partie dans le béton.

L'accroissement apparent de la vitesse de propagation dépend de la proximité des armatures par rapport à l'emplacement des points de mesure, de la section et de nombre des armatures, de leur positionnement.

II.5.3.3. Influence des conditions d'essai :

*** Etat de surface :**

Le point ou la zone d'application des transducteurs ne doit pas être dégradée.

Un décapage préalable sera éventuellement réalisé.

Dans le cas d'emploi de transducteurs plan, la surface de contact du béton doit être lisse. Un ponçage préalable à l'essai sera éventuellement réalisé.

*** Humidité et température du béton :**

Les comparaisons de valeurs obtenues ne peuvent se faire que dans des conditions d'humidité ou de température du béton très voisines.

On a pu constater des écarts de temps de propagation sur un même béton sec ou saturé.

On peut être confronté à ce problème dans le cas notamment des mesures en surface.

II.5.4. Interprétation des résultats mesurés :

Lorsque de grands écarts de vitesse de propagation sont découverts sans causes apparentes dans l'ouvrage, il y a lieu de soupçonner que le béton est défectueux ou altéré.

Par ailleurs, une grande vitesse de propagation est synonyme de bonne compacité du béton.

Le tableau II.1 donne des informations sur la compacité en fonction de la vitesse de propagation. vitesse de cette impulsion dans le béton d'enrobage. [65]

Tableau. II.1. Appréciation de la compacité du béton. [66]

Compacité	Vitesse de propagation (m/s)
Excellente	Supérieure à 4000
Bonne	3200-4000
Douteuse	2500-3200
Mauvaise	1700-2500
Très mauvaise	Inférieure à 1700

Des études réalisées par le laboratoire RILEM (Réunion Internationale des laboratoires et Expert des Matériaux) ont montré que la corrélation avec la résistance à la compression a pour forme :

$$R_c = a \cdot e^{(b \cdot v)} \quad (\text{II.2})$$

Avec a et b des coefficients dépendant de la nature des granulats utilisés et v est la vitesse de propagation.

Chapitre II : Etude Sur les Essais Non Destructifs du Béton (END)

De même, deux relations ont été établies entre la vitesse de propagation et le module d'élasticité dynamique du béton :

$$E_d = \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{(1-\nu)} \cdot \gamma \cdot V^2 \quad (\text{II.3})$$

Avec :

V : Représente la vitesse des ondes (Km/s).

γ : La masse volumique du béton (t/m^3).

ν : Coefficient de poisson du béton, dont la valeur est de 0,15 pour un béton de haute résistance et de 0,3 pour un béton de faible résistance.

E_d : module d'élasticité dynamique (MPa).

On peut ensuite établir la relation entre le module d'élasticité dynamique et la résistance à la compression par la relation suivante [66] :

$$R_c = 16,7 \cdot \exp\left(\frac{E_d}{122500}\right) \quad (\text{II.4})$$

II.5.5. Les avantages :

- ✓ Facilite la détermination de l'homogénéité et l'uniformité du béton.
- ✓ Donner des informations sur l'intérieur d'un élément de béton.
- ✓ Utilisé pour détecter la fissuration, les vides, les nids de caille et les détériorations dues au gel ou au feu.
- ✓ Utilisé pour évaluer la résistance du béton à très jeune âge ce qui peut être intéressant dans le domaine de la préfabrication du béton ou comme outil de décision pour déterminer le moment adéquat des opérations de décoffrage.
- ✓ Utilisé pour suivre les changements microstructuraux dans un élément par exemple à la suite de cycles répétés de gel/dégel. [70]

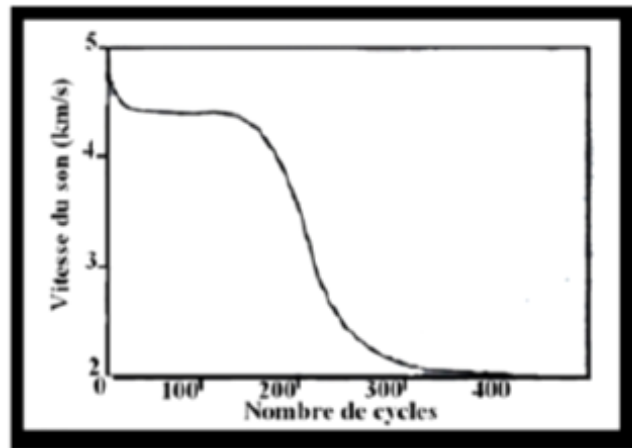


Fig. II.5. Détérioration d'un béton par des cycles gel-dégel.

II.5.6 .Les inconvénients :

❖ Ces essais ne sont toutefois pas aussi efficaces pour évaluer la résistance à cause du grand nombre de variables influençant la relation entre la résistance et la vitesse de propagation des impulsions.

❖ La précision des résultats est fonction de la précision de l'étalonnage et de l'uniformité de la composition du béton de l'ouvrage et du béton des éprouvettes utilisées pour l'étalonnage. [70]

II.6. Essai Sclérométrique : [EN 12398]

Le Scléromètre est un appareil relativement simple d'utilisation, il est destiné à mesurer, indirectement, la résistance à la compression du béton à partir de la mesure de sa dureté superficielle. Il existe une relation empirique de corrélation entre cette résistance et un indice dit " indice sclérométrique " et qui consiste à traduire la dureté du béton. [71]



Fig. II.6. Scléromètre à béton mécanique.

II.6.1. Principe de l'essai :

La tige du scléromètre étant appuyée contre la surface à tester, le ressort est comprimé.

Quand la tige est complètement enfoncée dans le scléromètre, une masse se déclenche automatiquement, venant la frapper, et par là, la surface à tester. La tige réagit et retransmet à la masse le rebondissement. Le béton est d'autant dur et compact, que le rebondissement est important.

Sur un cadran gradué, un curseur lié à la masse (rebondie) indique le point maximal atteint. On peut alors lire directement la valeur de l'indice sclérométrique.

Une fois l'indice reporté sur un abaque de transformation, la valeur de la résistance à la compression est obtenue et ce, en tenant compte de l'inclinaison de l'appareil. [71 , 72].

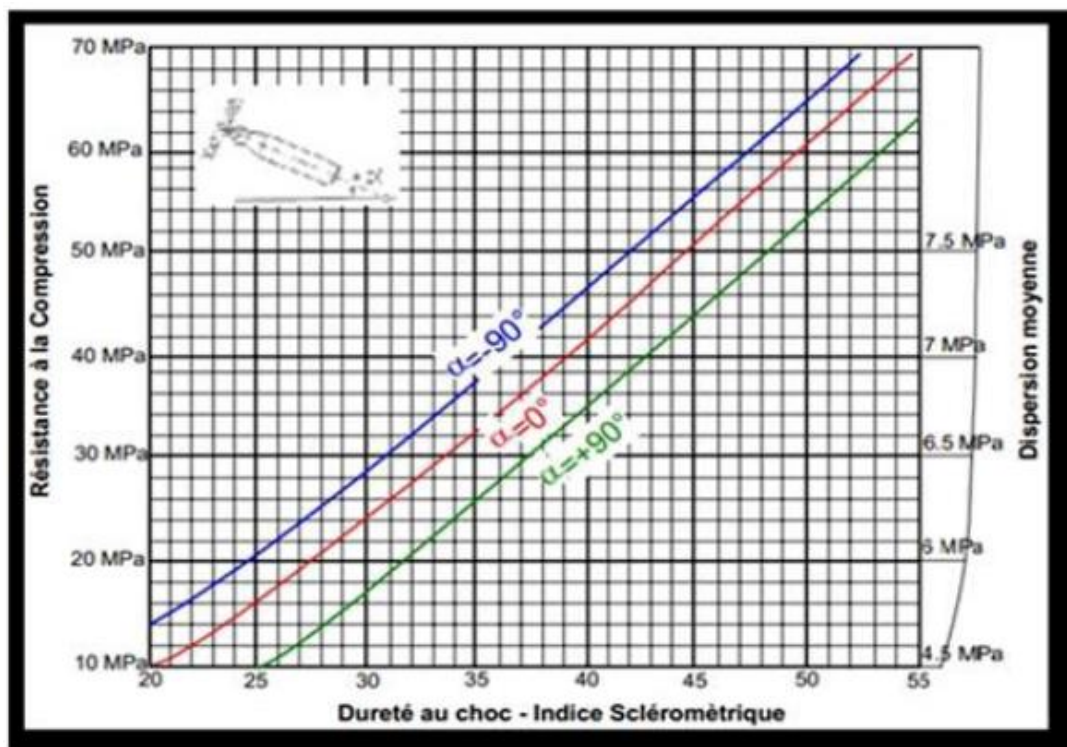


Fig. II.7. La résistance probable du béton en fonction de la mesure du recul
(Linéaire ou angulaire).

II.6.2. Appareillage :

II.6.2.1. Le scléromètre :

L'appareil est composé des éléments suivants :

- | | |
|--|---|
| 1. Elément vérificateur de contact ; | 2. Surface à mesurer ; |
| 3. Carcasse de l'appareil ; | 4. Indicateur de la valeur de mesure ; |
| 5. Echelle de mesure ; | 6. Bouton ; |
| 7. Baguette conductrice centrale ; | 8. Flanc conducteur ; |
| 9. Couvercle inférieur de la carcasse ; | 10. Crochet ; |
| 11. Couvercle supérieur de la carcasse ; | 12. Carcasse du ressort ; |
| 13. Suspension du ressort ; | 14. Percuteur réel ; |
| 15. Anneau amortisseur ; | 16. Anneau percuteur léger ; |
| 17. Emplacement de l'anneau tenseur ; | 18. Anneau en feutre ; |
| 19. Pivot ; | 20. Erou ; |
| 21. Taquet d'entraînement pour l'indicateur ; | 22. Enclave du taquet d'entraînement ; |
| 23. Suspension ; | 24. Fixation de la suspension (coussin). |

Chapitre II : Etude Sur les Essais Non Destructifs du Béton (END)

II.6.3.1. Mesures sur les éprouvettes :

Les éprouvettes doivent être de forme cylindrique de diamètre 16 cm et de hauteur 32 cm, ils doivent être maintenus entre les plateaux d'une presse hydraulique, sous une contrainte de 0,5 MPa.

Il est relevé 27 mesures réparties sur trois génératrices en 27 points distincts et distante entre eux de 30 mm, d'où aucune mesure ne doit être située à moins de 40 mm des faces planes de l'éprouvette.

Dans tous les cas de conservation, les mesures au scléromètre ne peuvent être effectuées qu'après un délai d'au moins 48 h, après leur sortie de l'ambiance de conservation. [71]

On fait ensuite la moyenne de ces 27 mesures. Les valeurs qui correspondent à des anomalies doivent être éliminées.

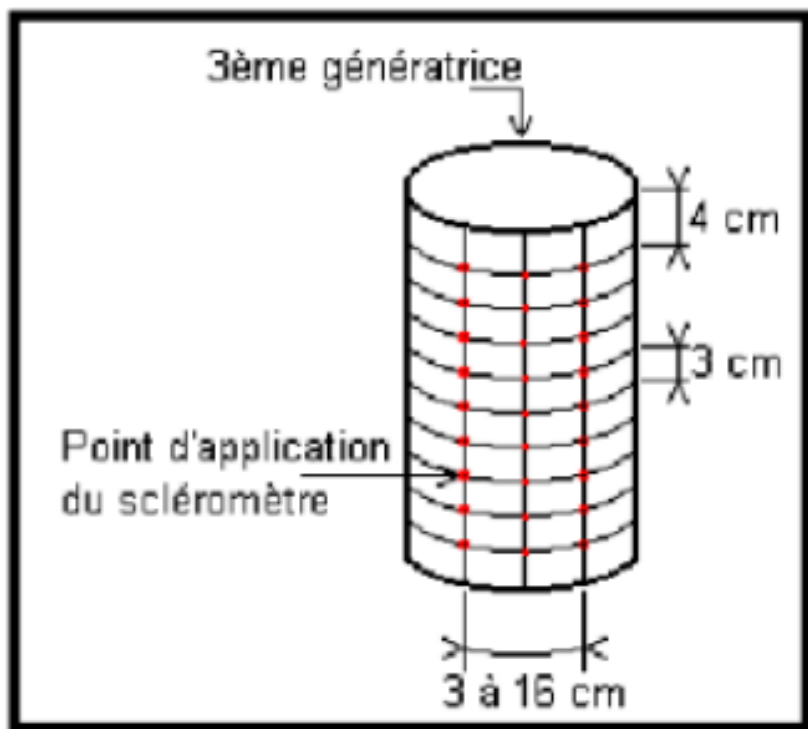


Fig II.9. Mesure sur une éprouvette cylindrique (16*32) cm³. [73]

II.6.3.2. Mesures sur un ouvrage :

Tout surface rugueuse, poreuse, écaillée, humide ou zone de nid de Caillaux doivent être traité ou évité. [71 ,72]

II.6.4. Exploitation des résultats :

Des études ont montré que la formule en question peut prendre la forme :

$$R_c = a(I_s)^2 + b(I_s) + c \quad (II.5)$$

Avec :

a, b et c : des coefficients dépendant de la nature des granulats,

Is : l'indice sclérométrique,

Rc : la résistance à la compression.

II.6.5. Les avantages :

- C'est une méthode peu coûteuse, simple et rapide.
- Utile pour évaluer l'homogénéité du béton dans une structure ou lors de la fabrication d'éléments semblables des éléments préfabriqués.
- Une utilisation de cet essai est de pouvoir vérifier si le développement de la résistance d'un béton a été affecté par le gel au jeune âge. (Selon la norme ASTM C 805-85
- Un béton encore gelé peut donner un indice de rebondissement très élevé). [70]

II.6.6. Les inconvénients :

Une précision entre ± 15 et $\pm 20\%$ n'est possible qu'avec des éprouvettes qui ont été coulées et soumises à un traitement de cure et à des essais dans les conditions pour lesquelles les courbes d'étalonnage ont été établies.

La résistance obtenue n'est que celle de la peau de béton, elle ne renseigne pas sur le béton à l'intérieur de la masse de l'ouvrage. Selon la norme BS 1881 : partie 202 : 1986,

Chapitre II : Etude Sur les Essais Non Destructifs du Béton (END)

l'épaisseur concernée par cet essai est d'environ 30mm. Les changements qui n'affectent que la surface du béton, comme le degré de saturation en surface (qui abaisse l'indice de rebondissement) ou la carbonatation (qui augmente cet indice).

Les résultats sont influencés par des facteurs tels que l'égalité de la surface, la grosseur et la forme de l'éprouvette, le degré d'humidité du béton, le type de ciment et de gros granulats et le degré de carbonatation de la surface. [70]

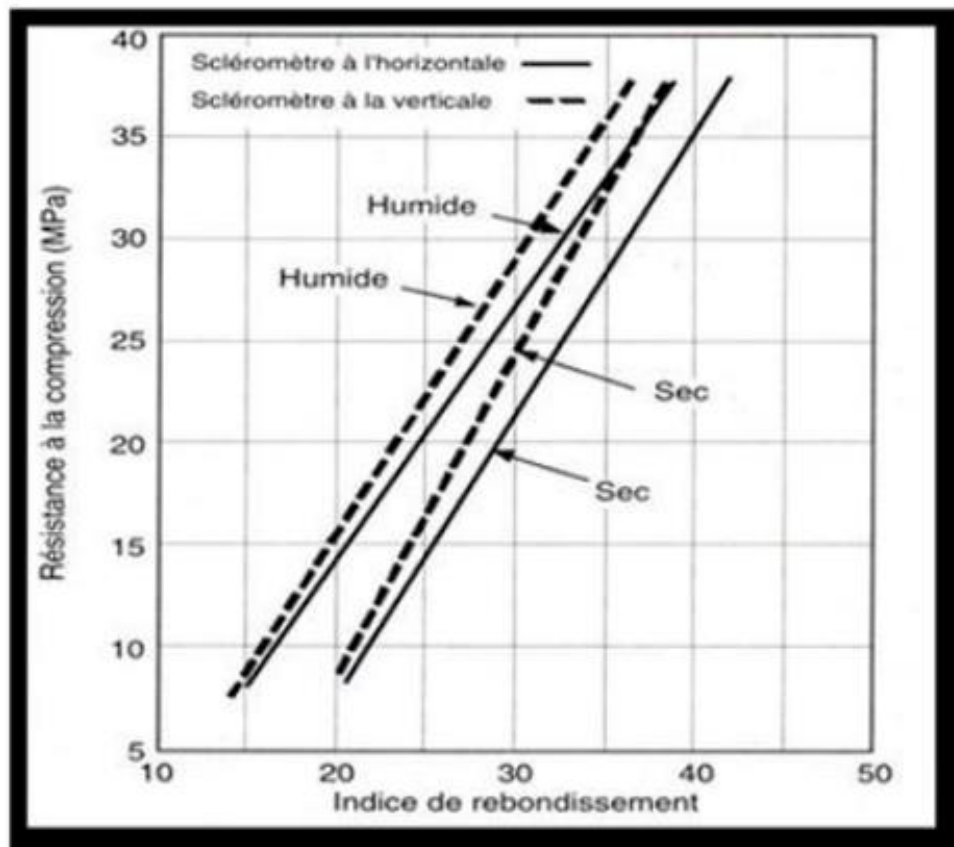


Fig II.10. La relation entre la résistance à la compression et l'indice de rebondissement d'un scléromètre utilisé à l'horizontale et à la verticale sur des surfaces de béton sèches et humides. [74]

II.7. La méthode combinée :

Dans certains cas on combine les deux méthodes, essais sclérométrique et auscultation sonore, ce qui permet de déterminer la résistance mécanique de l'élément testé. [75]

Chapitre II : Etude Sur les Essais Non Destructifs du Béton (END)

Ces techniques ont été évoluées au cours des dernières années en particulier dans le cas de l'évaluation construction.

Toutes les méthodes disponibles pour l'évaluation du béton in-situ sont limitées, leur fiabilité est souvent mise en doute, et la combinaison de deux ou plusieurs des techniques est en train de devenir une solution à tous ces problèmes.

La combinaison de plusieurs techniques d'essais non destructifs est souvent mise en manière empirique, en combinant deux techniques les plus souvent utilisées pour améliorer la fiabilité de l'estimation de la résistance à la compression du béton; le principe est basé sur les corrélations entre les mesures observées et la propriété désirée.

La résistance à la compression du béton est généralement la propriété la plus prisés. Ceci a conduit au développement d'une méthode qui combine l'indice sclérométrique et la vitesse de propagation ultrasonore.

L'objectif de ces tests combinés est d'évaluer la résistance à la compression du béton coulé sur place, la meilleure approche est généralement de développer une relation de corrélation entre la vitesse d'ultrason, l'indice sclérométrique et la résistance à compression d'échantillon normalisée de laboratoire, dans certains cas les échantillon ne sont pas disponibles, alors un nombre de carottes doivent être prisés pour établir cette relation.

La méthode normalisée combinée plus largement utilisée est la méthode mise au point par (SonReb RILEM).[75]

L'amélioration de la fiabilité des mesures s'explique par la prise en compte l'effet contradictoire des facteurs de variabilité de certaines propriétés de chacune des deux techniques (impulsion ultrasonique de la vitesse et le scléromètre). [76]

En a un exemple d'une formule combinée proposée par FERET qui associe le résultat de l'essai à l'ultrason et celui du scléromètre :

$$R_c = \frac{I_s}{(3.46 + 0.0235 \cdot I_s + 0.56 \cdot V)^2} \quad (\text{II. 6})$$

Avec :

Is : l'indice sclérometrique.

V : la vitesse de propagation (mm/μs).

Rc: la résistance à la compression du béton (bars).

On constate donc que cette méthode fait intervenir les résultats de deux méthodes différentes. En revanche, elle ne peut être appliquée que si l'indice sclérométrique est sensiblement précis. [66,71]

Ces méthodes sont particulièrement avantageuses lorsque des variations des propriétés du béton conduisent à des résultats contradictoires. Par exemple, lorsqu'une augmentation du taux d'humidité elle provoque une augmentation de la vitesse de son, mais diminue l'indice de rebondissement enregistré avec l'essai au scléromètre Bellander (1977) montré sur la Figure II-11.

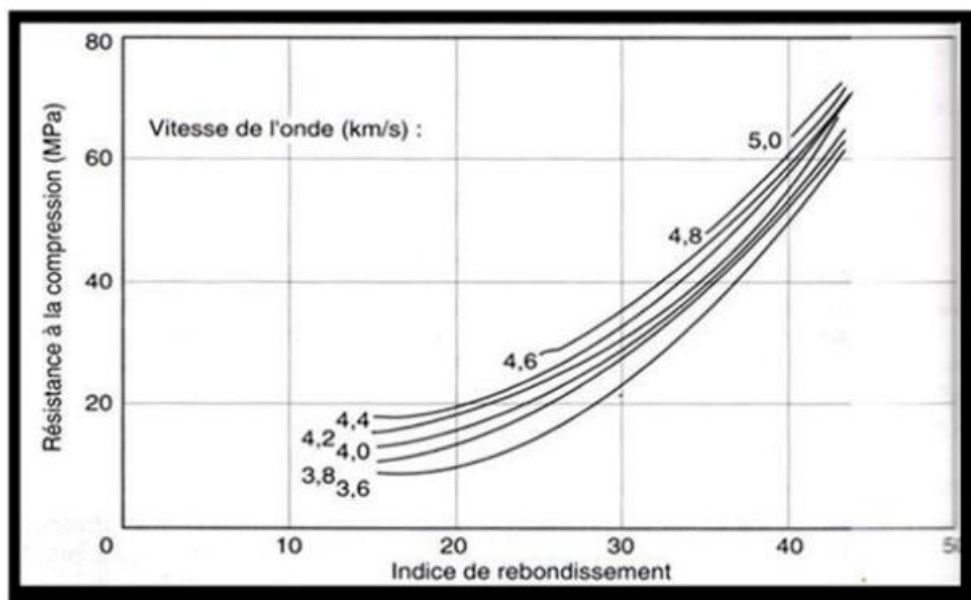


Fig II.11. Courbe d'estimation de la résistance à la compression in situ par la vitesse de propagation d'ondes ultrasoniques et l'indice sclérométrique selon U Bellander. [73]

II.7.1. Les avantages :

L'utilisation combinée d'essais non destructifs garantit au résultat final obtenu une précision supérieure. Elle permet d'annuler des effets parasites. Par exemple lorsque des variations des propriétés du béton conduisent à des résultats contradictoires.

Cette technique est utilisée afin d'essayer d'augmenter la fiabilité des essais non destructifs en détectant la résistance du béton. [70]

II.7.2. Les inconvénients :

Cette technique pour l'estimation de la résistance du béton in situ n'est pas encore considérée, dans la pratique, comme un outil de remplacement au cylindre standard et aux cubes. [70]

II.8. Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons résumé les différentes techniques d'évaluation de la résistance du béton aux moyens des essais non-destructifs

Chapitre III :
La Partie Expérimentale,
Matériaux et Matériels et
Formulation

Chapitre III :

La Partie Expérimentale, Matériaux et Matériels et Formulation

III.1. Introduction :

Dans cette partie, on s'intéresse à la formulation, à la présentation des matériaux et des méthodes utilisées pour réaliser les différents essais expérimentaux de notre programme de recherche. La caractérisation des matériaux de construction tels que la matrice cimentaire nécessite la connaissance de la nature de ses composants. Par ailleurs, la détermination des dosages optimaux, ainsi que l'illustration de certaines interprétations ne pourraient être possibles que si les différents constituants sont bien caractérisés, c'est l'objet de ce chapitre.

III.2. Caractéristiques des matériaux utilisés et composition du BAPF :

Les essais sur les matériaux utilisés pour la confection du béton ont été exécutés au laboratoire de génie civil à l'université de M'Sila. Les matériaux utilisés sont :

- ✓ Le sable d'origine siliceux provenant de OUED MAITER de Boussaâda «M'Sila »
- ✓ Deux fractions de gravier concassé (3/8,8/16) l'origine calcaire COSSIDER à (ELECHE) BBA.
- ✓ Ciment CPJ 42.5 N et provenant de la cimenterie Lafarge de Hammam Dalaa «M'Sila »
- ✓ Fibres métalliques
- ✓ L'adjuvant : MEDAPLAST SP 40 super plastifiant haut réducteur d'eau provenant de la société Granitex – Oued Smar.

- ✓ L'ajout : le filler (farine de marbre de fraction 0,08mm)
- ✓ L'eau de gâchage et de conservation : eau potable du laboratoire.

III.2.1. Le sable :

III.2.1.1. Analyse granulométrique :

L'analyse granulométrique a pour but de déterminer la grosseur et les pourcentages pondéraux respectifs des différentes familles des grains constituant l'échantillon, la distribution en poids des particules d'un granulat suivant leur dimension permet de déterminer sa continuité.



Fig III.1. Matériels utilisé pour l'analyse granulométrique

❖ Mode opératoire :

- Prélever une masse de 2 Kg de matériau (sable sec).
- Peser chaque tamis à vide, soit mi la masse du tamis.
- Constituer une colonne de tamis propre et sec dont l'ouverture des mailles de haut en bas (exprimer en mm) [5-2,5-1,25-0,63-0,315-0,125-0,08-fond].
- Verser le sable sur la colonne de tamis et celle-ci est vibrée à l'aide de la tamiseuse électrique pendant 5minutes.
- Peser chacun des tamis.
- On considère que le tamisage est terminé lorsque le refus ne varie pas de plus de 1% entre deux séquences de vibration de la tamiseuse.

Chapitre III : La partie expérimentale, matériaux et matériels et formulation

- A la fin de tamisage peser les refus en matière retenue par chaque tamis a 1g près, soit M_i : la masse de tamis (i) + le sable.
- Calculer la différence entre M_i et m_i (tamis de plus grandes mailles correspond au refus partiel R1 de tamis 1).
- Reprendre la même opération avec le tamis immédiatement inférieur.
- Ajouter le refus obtenu sur le second tamis a R1 , soit R2 la masse de refus m de tamis 2 ($R_2 = R_1 +$ refus partiel sur tamis 2)
- Pour suivre la même opération avec la rente des tamis pour obtenir les masses des différents refus cumules R3, R4..... Rn le tamisât est calculé par la relation :

$$T = 100 - R_c$$

(R_c : refus cumulé en % , T : tamisât en%)

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III.1 : Analyse granulométrique du sable

Tamis (mm)	Refus partiel (g)	Refus cumulés		Tamisât (%)
		(g)	(%)	
5	0	0	0	100
2.5	55	55	2.75	97.25
1.25	82	137	6.85	93.15
0.63	100	237	11.85	88.15
0.315	1136	1373	68.65	31.35
0.16	523	1896	94.8	5.2
0.08	93	1989	99.45	0.55
Fond	7	1996	99.8	0.2

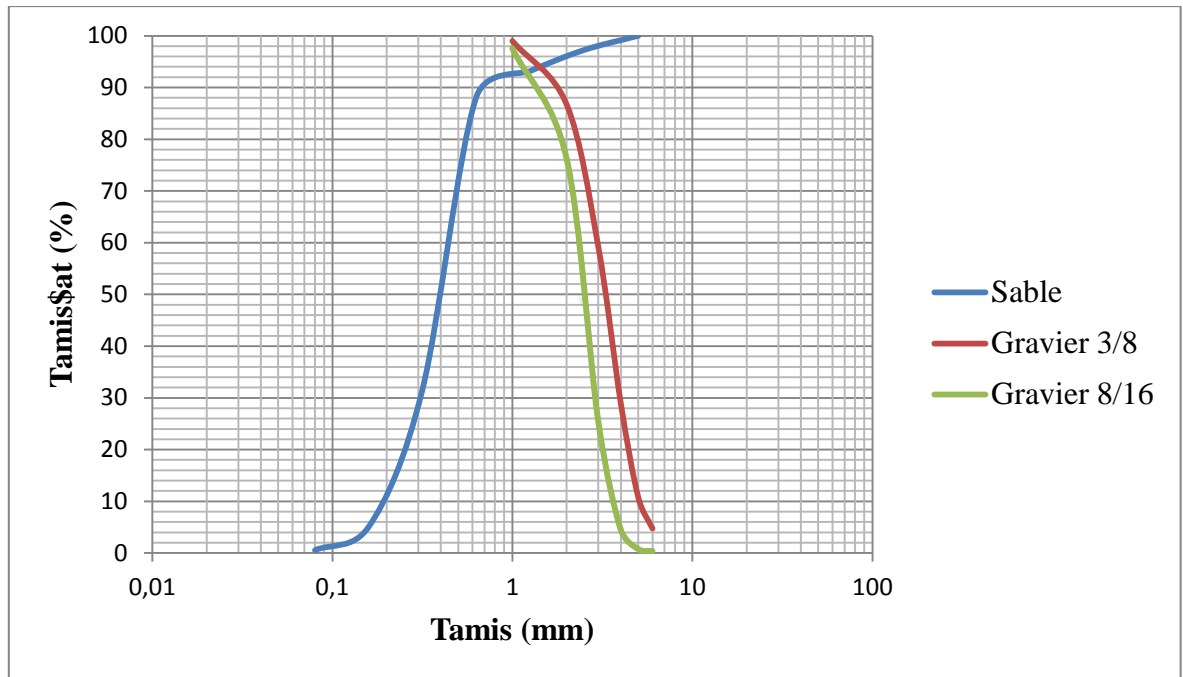


Fig III.2. Courbes granulométriques des granulats

- **Module de finesse :**

C'est un facteur très important, qui nous permet de juger la grosseur du sable, il est exprimé par le rapport de la somme des refus cumulés des tamis des mailles : [0.16 - 0.315 - 0.63 - 1.25 - 2.5 et 5mm] sur 100 et calculé par la relation suivante :

$$M_f = \sum R_c / 100 \quad (\text{III.1})$$

Où :

Rc est le refus cumulé

$$M_f = (2.75 + 6.85 + 11.85 + 68.65 + 94.8) / 100 = 1.85$$

Les normes soviétiques spécifient de M_f des sables comme suit :

- Sables gros $M_f > 2.5$
- Sables moyen $2 < M_f < 2.5$
- Sables fin $1.5 < M_f < 2$
- Sables très fin $1 < M_f < 1.5$

On se basant sur cette classification, on trouve le résultat suivant :

$$2 > M_f = 1.85 > 1.5$$

- Le sable utilisé est considéré comme un sable fin.

III.2.1.2 . Caractéristiques physiques du sable :

III.2.1.2.1. La masse volumique absolue :

C'est la masse d'un corps par unité de volume absolu de matière pleine (volume de matière seule, pores à l'intérieur des grains exclus), après passage à l'étuve à 105°C, notée et exprimée en (gr/cm^3 , kg/m^3 , T/m^3)

❖ Mode opératoire :

- Remplir l'éprouvette échantillon graduée avec un volume d'eau
 $V_1 = 300 \text{ ml}$
- Peser un échantillon sec $M = 300 \text{ g}$ de granulats
- Introduire les granulats dans l'éprouvette graduée en chassant les bulles d'air
- Lire le nouveau volume V_2
- Calculer la masse volumique absolue $\rho_{\text{abs}} = M / (V_2 - V_1)$
- Refaire la mesure 3 fois

Tableau III.2. La masse volumique absolue du sable

Désignation	V_2 (cm ³)	ρ_{abs} (g/cm ³)	Moyenne
Essai 1	415	2.65	2.62
Essai 2	415	2.60	
Essai 3	414	2.63	

III.2.1.2.2 La masse volumique apparente :

a) La masse volumique à l'état lâche :

- On détermine la masse volumique apparente du sable à l'aide d'un entonnoir standardisé de capacité 2 à 2.5 l
- On remplit l'entonnoir avec du sable sec

Chapitre III : La partie expérimentale, matériaux et matériels et formulation

- On pèse le récipient vide de capacité de 0.9 l, soit M_1 ce poids
- On place le récipient sous l'entonnoir à une distance de 10 à 15cm, et on le remplit avec du sable.
- On nivelle la surface du sable et on pèse le tout, soit M_2 ce poids

La masse volumique apparente du sable est donnée par la formule suivante :

$$\gamma_{app} = \frac{(M_1 - M_2)}{V_R} \quad (III.2)$$

d'où :

V_R = volume de récipient

Tableau III.3. La masse volumique apparente à l'état lâche

Désignation	M_1 (g)	M_2 (g)	ρ_{app} (g/cm ³)	Moyenne
Essai 1	104.3	1427.4	1.47	1.48
Essai 2	104.3	1445.2	1.49	
Essai 3	104.3	1439.5	1.48	

b) La masse volumique à l'état compact :

C'est la masse du matériau par unité de volume après compactage compris les vides restant entre les grains. Elle est souvent supérieure à la masse volumique à l'état lâche.

Même procédure que celle de l'état lâche. Après remplissage du récipient et le compactage par tassement à 30 secousses manuelle, jusqu'au remplissage du récipient après on nivelle ce dernier et on le pèse, soit M_2 la masse de l'ensemble (sable + récipient).

Tableau III.4 : La masse volumique apparente à l'état compact

Désignation	M ₁ (g)	M ₂ (g)	ρ _{app} (g/cm ³)	Moyenne
Essai 1	104.3	1570.4	1.63	1.62
Essai 2	104.3	1561.7	1.62	
Essai 3	104.3	1566.8	1.62	

III.2.1.2.3 Porosité et compacité et indice des vides :

- La porosité par la formule :

$$P = \left(\frac{1 - \rho_{app}}{\rho_{abs}} \right) \cdot 100(\%) \quad (III.3)$$

- La compacité par la formule :

$$C = \frac{\rho_{app}}{\rho_{abs}} = 1 - P \quad (III.4)$$

- L'indice des vides par la formule :

$$E = \frac{P}{C} \quad (III.5)$$

Tableau III.5 : Porosité, compacité et indice des vides

Porosité P(%)		Compacité C(%)		Indice des vides C	
Lâche	Compact	Lâche	Compact	Lâche	Compact
43.08	37.5	56.92	62.5	0.75	0.60

III.2.1.2.4 Equivalent de sable :

L'équivalent de sable est un indicateur, caractérisant la propreté d'un sable. Il indique la teneur en éléments fins, d'origine essentiellement argileuse, végétale ou

organique à la surface des grains. Ce terme désigne également l'essai qui permet de déterminer cet indicateur.

❖ Mode opératoire :

- Tamiser une quantité de sable (masse supérieur à 500g)
- Prendre une pesée de 120g
- Remplir l'éprouvette de solution lavant jusqu'au premier repère
- A l'aide de l'entonnoir verser la prise la prise d'essai dans l'éprouvette et taper fortement a plusieurs reprises avec la pauma de la main a fin de chasser les bulles d'air
- Laisser reposer pondant 10 minutes
- Fermer l'éprouvette a l'aide du bouchon en caoutchouc et lui imprimer 90 cycles de 20cm de cours horizontale en 30 secondes à la main a l'aide d'un agitateur mécanique
- Retirer le bouchon, le rincer avec la solution lavant au dessus de l'éprouvette, rincée ensuite les parois de cette dernière
- Faire seconder le tube lavant dans l'éprouvette, le rouler entre le pouce et l'index en faisant tourner lentement le tube et l'éprouvette et en imprimant en même temps au tube un léger piquage, cette opération a pour but de laver de sable et de faire montrer les éléments fins et argileux.
- Effectuer cette opération jusqu'à ce que la solution lavant atteigne le 2 repère, laisser ensuite reposer pondant 20 minutes

a) Equivalent de sable visuel : (E.S.V)

- Après 20 minutes de dépôt de sable, lire la hauteur h_1 du niveau supérieur du flocculant jusqu'au le fond de l'éprouvette a l'aide d'une réglette.
- Mesurer régalement avec le réglet la hauteur h_2 comprise entre le niveau supérieur la partie sédimentaire et le fond de l'éprouvette.

On a :

$$E. S. V = \left(\frac{h_2}{h_1} \right) . 100(\%) \quad (III.6)$$

h_1 : la hauteur du sable +floculat,

h_2 : la hauteur du sable

b) Equivalent de sable piston : (E.S.P)

- Introduire le piston dans l'éprouvette et laisser descendre doucement jusqu'à ce qu'il repose sur le sédiment, cet instant bloquer le manchon du piston, et sortir celui-ci l'éprouvette.

- Introduire la règle dans l'encoche du piston jusqu'à ce que de zéro vienne buter contre la face intérieur de la tête du piston, soit h'_2 la hauteur lue et correspondant a la hauteur le partie sédimentée.

$$E. S. P = \left(\frac{h'_2}{h_1} \right) . 100(\%) \quad (III.7)$$

On a :

h_1 : la hauteur du sable +floculat, h'_2 : la hauteur du sable ($h'_2 < h_1$)

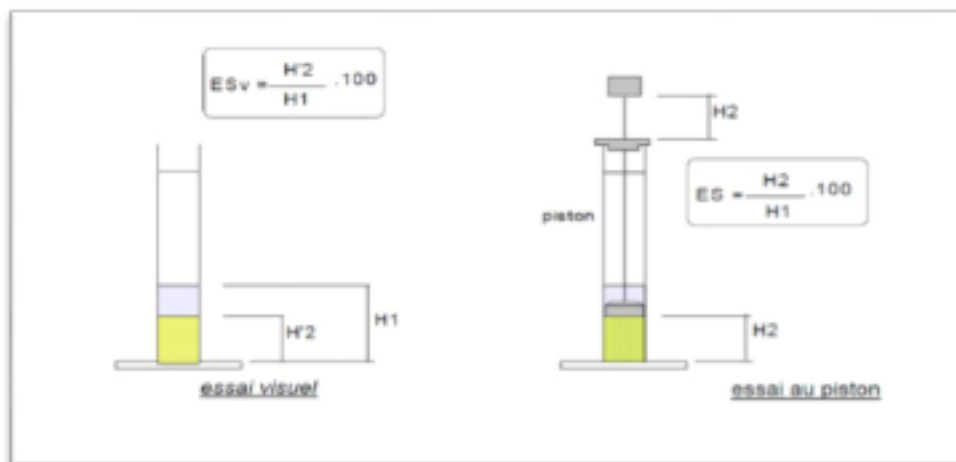


Fig. III.3. Essai d'équivalent de sable

Tableau III.6 : Equivalent de sable

Désignation	h_1 (cm)	h_2 (cm)	E.S.V(%)	h'_2 (cm)	E.S.P(%)
Essai 1	13	10.5	80.76	9.5	73
Essai 2	12.5	10.5	84	9.5	76
Essai 3	12	9.5	79.16	9	78

$$(E.S.V)_{moy} = 81.3 \%$$

$$(E.S.P)_{moy} = 74.66 \%$$

C'est un sable propre à faible pourcentage de fines argileuses.

Tableau III.7 : Classification de la nature du sable en fonction de l'E.S

E.S.V	E.S.P	Nature et qualité de sable
$E.S < 65$	$E.S < 60$	Sable argileux, risque de retrait ou de gonflement à rejeter pour des bétons de qualité
$65 < E.S < 75$	$65 < E.S < 70$	Sable légèrement argileux de propriété admissible pour des bétons de qualité courante quand on ne craint pas particulièrement le retrait
$75 < E.S < 85$	$70 < E.S < 80$	Sable propre à faible pourcentage de fines argileuses et convient parfaitement pour des bétons de haute qualité
$E.S > 85$	$E.S > 80$	Sable très propre, l'absence totale de fines argileuses risque d'entraîner un défaut de plasticité du béton qu'il faudra rattraper par l'augmentation du dosage en eau

III.2.1.2.5 La teneur en eau de sable :

Le sable a la capacité de retenir une grande quantité d'eau. Si son humidité est comprise entre 0 et 3% on le considère comme un sable sec

❖ Mode opératoire :

- ✓ Peser un échantillon de sable humide, soit M_h son poids.
- ✓ Mettre le sable dans l'étuve a une température de 100°C environ, et cela pour 24h
- ✓ Peser l'échantillon de nouveau, soit M_s son poids

$$W = \frac{[(M_h - M_s).100]}{M_s} (\%) \quad (\text{III.8})$$

D'où : M_s : poids du sable sec en (g) ;

M_h : poids du sable humide en (g)

Tableau III.8 : La teneur en eau du sable

Désignaton	M_h (g)	M_s (g)	W(%)	Moyenne
Essai 1	400	398.8	0.30	0.29
Essai 2	400	398.9	0.30	
Essai 3	400	398.9	0.27	

III.2.1.2.6 Le degré d'absorption d'eau du sable :

C'est le pouvoir d'un matériau d'absorber et de retenir l'eau. Il est défini par la formule suivante.

$$A = [(m_2 - m_1) / m_1] / 100 \quad (\text{III.9})$$

Tableau III.9 : Le degré d'absorption d'eau du sable

Désignation	m_1 (g)	m_2 (g)	A(%)	Moyenne
Essai 1	400	488	22	23.0
Essai 2	400	490	22.5	
Essai 3	400	498	24.5	

III.2.2 . Le gravier :

III.2.2.1 . Analyse granulométrique :

Les fractions de gravier utilisés sont le 3/8 et le 8/16

- Fraction 3/8
 - $M_{G3/8} = 1.5$ kg

Tableau III.10 : Analyse granulométrique du gravier 3/8

Tamis (mm)	Refus partiel (g)	Refus cumulés		Tamisât (%)
		(g)	(%)	
8	15.66	15.66	1.04	98.99
6.3	183.33	198.99	13.26	86.74
5	412.66	611.65	40.77	59.23
4	453.66	1065.31	71.02	28.98
3.15	272.66	1337.97	89.19	10.81
2.5	91	1428.97	95.26	4.74
Fond	70.66	1499.63	99.97	0.03

- Fraction 3/8
 - $M_{G8/16} = 2.0$ kg

Tableau III.11. Analyse granulométrique du gravier 8/16

Tamis (mm)	Refus partiel (g)	Refus cumulés		Tamisât (%)
		(g)	(%)	
16	49	49	2.45	97.55
12.5	424	473	23.65	76.35
10	1016	1489	74.45	25.55
8	419.66	1908.66	95.43	4.57
6.3	76	1984.66	99.23	0.77
5	8	1992.66	99.63	0.37
Fond	6	1998.66	99.93	0.07

III.2.2.2 . Caractéristiques physiques du gravier :

III.2.2.2.1 La masse volumique apparente :

Le principe de cette mesure s'agit de remplir un récipient de volume intérieur connu de peser la quantité de granulats correspondant.

❖ Mode opératoire :

Verser les granulats dans le récipient choisi et le disposer sous tassement par couches horizontales successives.

Araser la couche supérieur des granulats a l'aide d'une réglette. La masse volumique est déterminée par la formule suivante :

$$\rho_{\text{app}} = \frac{(M_2 - M_1)}{V} \quad (\text{III.10})$$

D'où :

V : volume du récipient

M₂ : poids de l'ensemble (granulat + récipient)

M_1 : poids du récipient

Tableau III.12 : La masse volumique apparente du gravier

Désignation	Gravier	V(l)	M1(kg)	M2(kg)	$\rho_{app}(kg/l)$	Moyenne
Essai 1	3/8	7.0	2.923	12.567	1.37	1.39
Essai 2			2.923	12.811	1.41	
Essai 3			2.923	12.691	1.39	
Essai 1	8/16	10.0	3.468	17.257	1.37	1.376
Essai 2			3.468	17.302	1.38	
Essai 3			3.468	17.296	1.38	

III.2.2.2.2 La masse volumique apparente absolue :

Même mode opératoire que le sable.

- Remplir l'éprouvette échantillon graduée avec un volume d'eau
 $V_1 = 400$ ml
- Peser un échantillon sec $M = 400$ g de granulats
- La masse volumique absolue

$$\rho_{abs} = \frac{M}{V_2 - V_1}$$

Tableau III.13 : La masse volumique absolue du gravier

Désignation	Gravier	V_2 (cm ³)	ρ_{abs} (g/cm ³)	Moyenne
Essai 1	3/8	549	2.68	2.67
Essai 2		549	2.68	
Essai 3		550	2.66	
Essai 1	8/16	548	2.70	2.68
Essai 2		550	2.66	
Essai 3		549	2.63	

III.2.2.2.3 Porosité et compacité et indice des vides :

a/ la porosité est donnée par la formule :

$$P = \left(\frac{1 - \rho_{app}}{\rho_{abs}} \right) \cdot 100(\%) \quad (III.11)$$

b/ la compacité est donnée par la formule :

$$C = \frac{\rho_{app}}{\rho_{abs}} = 1 - P \quad (III.12)$$

c/ l'indice des vides est donnée par la formule :

$$E = \frac{P}{C} \quad (III.13)$$

Tableau III.14. Porosité, compacité et indice des vides

Porosité P(%)		Compacité C(%)		Indice des vides C	
3/8	8/16	3/8	8/16	3/8	8/16
47.94	48.6	52.06	51.35	0.92	0.94

III.2.2.2.4 La teneur en eau de sable :

La formule utilisée est :

$$W = \frac{(M_h - M_s)}{M_s} \cdot 100 (\%) \quad (III.14)$$

Tableau III.15 : Teneur en eau des graviers

Gravier	Désignaton	M _h (g)	M _s (g)	W(%)	Moyenne
3/8	Essai 1	500	499.6	0.08	0.107
	Essai 2	500	499.1	0.18	
	Essai 3	500	499.7	0.06	
8/16	Essai 1	600	599.4	0.10	0.136
	Essai 2	600	599.1	0.15	
	Essai 3	600	599	0.16	

III.2.2.2.5 Degré d'absorption d'eau du gravier :

La formule utilisée est :

$$A = \frac{(m_2 - m_1)}{m_1} \cdot 100 (\%) \quad (\text{III.15})$$

Tableau III.16 : Degré d'absorption d'eau du gravier

Gravier	Désignation	m ₁ (g)	m ₂ (g)	A(%)	Moyenne
3/8	Essai 1	500	506	1.2	1.0
	Essai 2	500	505	1.0	
	Essai 3	500	504	0.8	
8/16	Essai 1	500	503	0.6	0.8
	Essai 2	500	505	1.0	
	Essai 3	500	504	0.8	

III.2.2.2.6 Essai de la dureté (Essai Los Angeles) :

Cet essai renseigne sur la dureté des roches se basant sur un coefficient, appelé coefficient Los Angeles(LA), et sur le principe d'effritement par abrasion.



Fig III.4. Appareil de l'essai Los Angeles.

L'essai consiste à mesurer la masse (M) d'éléments inférieurs à 1.6mm, produits par la fragmentation du matériau (diamètres compris entre 4 et 50 mm) et que l'on soumet aux chocs de boulets normalisés, dans le cylindre de la machine Los Angeles en 500 rotations.

Si (M) est la masse du matériau soumis à l'essai et (m) la masse des éléments inférieurs à 1.6 mm produits au cours de l'essai, la résistance à la fragmentation aux chocs s'explique par le coefficient Los Angeles LA :

$$LA = \left(\frac{m}{M}\right) \cdot 100 (\%) \quad (\text{III.16})$$

Tableau III.17 : Caractéristiques mécaniques du gravier

Gravier	Masse initiale M (kg)	Masse m (kg)	Coefficient Los Angeles (%)
3/8	5.0	1.016	20.32
8/16	5.0	1.026	20.52

Tableau III.18 : Classification du gravier en fonction du coefficient de Los Angeles

Coefficient Los Angeles	Nature du gravier
<20	Très dure
20 à 25	Dure
25 à 30	Assez dure
30 à 40	Mi-dure
40 à 50	Tendre
>50	Très tendre

Le coefficient de Los Angeles LA du gravier utilisé est compris entre 20 et 25, donc c'est un gravier dure.

III.2.3. Le ciment :

Le ciment utilisé dans ce travail est le Ciment Portland Composé (CPJ) MATINE, de la cimenterie Lafarge de M'sila.

Le ciment MATINE est un ciment gris pour bétons de haute performance de la classe NA442 CEM II/B-L 42,5 N.



Fig III.5. Ciment Portland Composé (CPJ) MATINE

❖ *Les avantages du produit :*

- Une résistance initiale élevée pour vos ouvrages nécessitant un décoffrage rapide
- Favorise la maniabilité du béton et le maintien de sa rhéologie
- Une Classe Vraie qui offre une haute performance au béton
- Meilleure durabilité du béton

❖ *Caractéristiques techniques :*

• Analyses chimiques	Valeur
Perte au feu (%) (NA5042)	10.0±2
Teneur en sulfates (SO3) (%)	2.5±0.5
Teneur en oxyde de magnésium MgO (%)	1.7±0.5
Teneur en Chlorures(NA5042) (%)	0.02-0.05

• Composition minéralogique du Clinker (Bogue)	Valeur
C3S (%)	60±3
C3A (%)	7.5±1

• Propriétés physiques	Valeur
Consistance Normale (%)	26.5±2.0
Finesse suivant la méthode de Blaine (cm ² /g) (NA231)	3 700 - 5 200
Retrait à 28 jours (µm/m)	< 1 000
Expansion (mm)	≤ 3.0

• Temps de prise à 20° (NA 230)	Valeur
Début de prise (min)	150±30
Fin de prise (min)	230±50

• Résistance à la compression	Valeur
2 jours (MPa)	≥ 10.0
28 jours (MPa)	≥ 42.5

III.2.4. Les fibres métalliques :

On a utilisé 2 sortes de fibres métalliques :

- 1) Le MEDAFAC qui est une fibre d'acier pour béton produite par GRANITEX de Oued Smar.
- 2) Le fil d'attache.



Fig III.6. Fibres métalliques (MEDAFAC et Fil d'attache)

III.2.5. L'adjuvant :

Les adjuvants sont des produits incorporés au moment du malaxage du béton à dosage inférieur à 5% en masse du poids de ciment pour modifier ou améliorer les propriétés du mélange à l'état frais et ou du durci, (norme EN 934-2).

L'adjuvant utilisé est le MEDAPLAST SP 40 qui est un superplastifiant haut réducteur d'eau.

III.2.6. Le filler (marbre) :

Le marbre est une roche métamorphique dérivée du calcaire et constituée principalement de cristaux de calcite.

Tableau III.19 : Caractéristiques physiques du marbre

Propriétés Physiques	Fine Marbre
Masse volumique apparente (g/cm ³)	0.83
Densité	2.67
Surface spécifique de blaine (cm ² /g)	448

Tableau III.20. Caractéristiques chimiques du marbre

Analyse chimique	Fines marbre
SiO ₂	1.47
CaO	55.3
MgO	0.01
Fe ₂ O ₃	0.14
Al ₂ O ₃	0.35
Na ₂ O ₃	0.12
K ₂ O	0.04
SO ₃	0.01
Perte au feu	42.56

La composition chimique a été établie le 12 avril 2010 à la cimenterie Lafarge de M'Sila.

III.2.7. L'eau de gachage :

L'eau de gachage utilisé est une eau potable du laboratoire de génie civil.

Tableau III.21. Caractéristiques chimiques de l'eau de gachage

La mesure	Teneur en eau (mg/l)
Le temps de prise d'échantillon	10/05/2005 (9 :25)
Degré de température	24.7
PH	7.78
Conductibilité	1799
Chlore Cl ⁻	234.3
Sulfate SO ₄	351.6
Magnésium Mg ²⁺	110.8
Calcium Ca ²⁺	267.2
Sédiment sec	1412
Eligibilité d'oxydation en eau	1024

La composition chimique a été établie le 10 mai 2005 à la cimenterie Lafarge de M'Sila.

III.3. Formulation du béton autoplaçant [77]:

III.3.1. Préparation de la gachée :

La préparation du béton autoplaçant demande plus d'attention et de précision que la préparation d'un béton ordinaire. Pour parvenir à effectuer plusieurs essais sur le béton frais, il faut suivre une certaine méthodologie.

Le premier paramètre à prendre en compte est la capacité du malaxeur utilisé.

Après avoir déterminé les proportions de chaque constituant on suit le mode opératoire suivant :

-Vérifier en premier le nombre et l'état des moules prismatique et cubique nécessaires pour les essais. Ces derniers doivent être graissés à l'aide d'une huile pour faciliter le décoffrage.

- Réunir tout le matériel nécessaire pour effectuer les essais.

-Vérifier que les matériaux ne sont pas humides, si non les sécher préalablement dans l'étuve.

-Préparer la quantité d'eau nécessaire pour la gachée. Le superplastifiant est ajouté à un quart de l'eau de gâchage.

-Peser les matériaux secs (gravier, sable, ciment, marbre) et les introduire dans le malaxeur.

-Mettre le malaxeur en marche pour homogénéiser le mélange sec.

-Laisser le malaxeur en marche et ajouter progressivement la première un quart de l'eau de gâchage (celle qui contient l'adjuvant).

- Ajouter les trois quart d'eau graduellement.

- Effectuer immédiatement les essais après arrêt du malaxage, les essais sont réalisés au moins deux fois pour valider les valeurs obtenues.

- Remplir les éprouvettes en deux/trois couches sans vibration pour le béton autoplaçant et les vibrer à l'aide de la table vibrante pour le béton ordinaire.

III.3.2. Conservation des éprouvettes :

Après le gâchage pour un béton ordinaire ou pour un BAP, les moules sont conservés dans une pièce à température ambiante, et démoulés après 24h.

Une fois démoulées, et pour assurer un bon mûrissement du béton, les éprouvettes sont conservées dans un bac d'eau à une température de 20°C, ceci permet d'éviter les pertes d'eau, et de garantir le déroulement normal du processus d'hydratation du ciment.

III.3.3. Formulation de béton autoplaçant :

Pour la formulation du béton autoplaçant nous n'avons pas suivi une formulation classique.

Nous avons respecté les conditions nécessaires permettant de garantir l'autoplaçabilité tout en se basant sur des compositions proposées dans la littérature spécialisée.

Il s'agit de choisir les proportions des constituants dans 1m³ de béton en ayant comme données les paramètres suivants :

- ◆ Un rapport G/S = 1.
- ◆ Un rapport E/C = 0.5.
- ◆ Un dosage en ciment plutôt élevé C = 420 kg /m³
- ◆ Un pourcentage déterminé en ajouts (superplastifiant, les fillers, ou encore les deux). Le filler F=10%*C, et le superplastifiant SP40=2%*C

III.3.3.1. Les constituants présents dans le mélange :

$$G + S + C + E + F + SP = 1000 \text{ litres}$$

Avec:

$$E/C = 0.5 \Rightarrow E = 420 * 0.5 = 210 \text{ kg/m}^3$$

Chapitre III : La partie expérimentale, matériaux et matériels et formulation

La masse volumique de l'eau est 1000 kg/m³ ce qui implique que

$$E = 210 \text{ l/m}^3$$

Si on prend un dosage en F de 10% C

on a :

$$F = 10\% * C = 420 \text{ kg/m}^3 * 10\% = 42 \text{ kg/m}^3$$

Le filler utilisé est le marbre, et sa densité absolue égale à 2.67

Ce qui nous donne en terme de volume : $42 / 2.67 = 15.73 \text{ l/m}^3$

Le dosage du superplastifiant est : $2\% * C = 2\% * 420 \text{ kg/m}^3 = 8.4 \text{ kg/m}^3$

La densité absolue du superplastifiant SP40 est égale à 1.2

Ce qui nous donne en terme de volume : $8.4 / 1.2 = 7 \text{ l/m}^3$

La densité absolue du ciment est égale à 3.1

Le volume du ciment est : $420 / 3.1 = 135.48 \text{ l/m}^3$

On peut calculer les proportions des graviers et du sable :

Le volume de la pate pour 1m³ de béton est :

$$C + E + F + SP = 135,48 + 210 + 15,73 + 7 = 368.21 \text{ litres}$$

Le volume des granulats pour 1m³ de béton est :

$$G + S = 1000 - 368.21 = 631.79 \text{ litres}$$

Avec $G/S = 1$

On a donc: $G = S = 315.89 \text{ l/m}^3$

Pour les deux fractions du gravier on a choisi d'utiliser 50% de 8/16 et

50% du 3/8

Gravier (3/8) : $50\% = 157.94 \text{ l/m}^3$

Gravier (8/16) : 50% = 157.94 l/m³

et pour le Sable : S = 315.89 l/m³

En terme de poids on a :

Gravier (3/8) = 157.94 * 2.67 = 421.69 kg/m³

Gravier (8/16) = 157.94 * 2.68 = 423.27 kg/m³

Sable = 315.89 * 2.627 = 827.64 kg/m³

Pour les fibres métalliques on a utilisés deux (02) proportions, 0.3% et

0.5 % du volume du béton.

Tableau III.22. La composition des matériaux pour 1m³ de béton

Composant	Composant en volume (l/m ³)	Composant en masse volumique (kg/m ³)
Gravier 3/8	157.94	421.69
Gravier 8/16	157.94	423.27
Sable	315.89	827.64
Ciment	135.48	420
Eau	210	210
Superplastifiant SP40	7	8.4
Filler (marbre)	15.73	42
Fibre métallique Proportion 0.3%	3	0.603
Fibre métallique Proportion 0.5%	5	1.005

III.3.3.2. Les compositions des différents bétons :

BAPT : Béton autplaçant témoin ;

BAPF1 : Béton autplaçant avec 0.3 % de fibres métalliques MEDAFAC de GRANITEX de 5 cm de longueur ;

BAPF2 : Béton autplaçant avec 0.3% de fibres métalliques en fil d'attache de 5 cm de longueur;

BAPF3 : Béton autplaçant avec 0.5% de fibres métalliques MEDAFAC de GRANITEX de 5 cm de longueur ;

BAPF4 : Béton autplaçant avec 0.5% de fibres métalliques en fil d'attache de 5 cm de longueur.

III.4. Essais de caractérisation du béton autplaçant à l'état frais :

Le béton autplaçant à l'état frais et à l'état durci a fait l'objet de nombreuses recherches ces dernières années. Parmi les essais les plus utilisés pour la caractérisation des bétons autplaçants à l'état frais on pourra citer :

1. La détermination de la de la consistance au cône d'Abram's ;
2. La détermination du risque de blocage à l'aide de la boîte L ;
3. La détermination de la résistance à la ségrégation par l'évaluation de la stabilité au tamis.

III.4.1. Détermination de la consistance au cône d'Abram's :

C'est un essai dérivé de l'essai d'affaissement, sauf qu'au lieu de mesurer l'affaissement, on mesure cette fois-ci le diamètre moyen de la galette formé par le béton lors de l'étalement.

III.4.1.1. Matériel utilisé :

- Une plaque carré d'au moins 90 centimètres de coté ;
- Un cône d'Abram's ;
- Une règle de 90 centimètres.

III.4.1.2. Mode opératoire :

- Placer la plaque sur un support stable et horizontal (Fig III.1) ;
- Humidifier la surface de la plaque, et éliminer l'eau en excès avec un chiffon ;
- Placer le cône d'Abrams au centre de la plaque, et le faire remplir avec le béton en versant de manière continue, jusqu'à la face supérieure du cône ;
- Araser si nécessaire à l'aide d'une truelle et nettoyer la plaque si nécessaire avec un chiffon humide ;
- Soulever le cône verticalement à l'aide des deux poignées ;
- Une fois que le béton s'est étalé sur la table, mesurer la diamètre final sur deux cotés perpendiculaires ;
- Noter le résultat des deux valeurs. Si les deux valeurs diffèrent de plus de 5 cm, l'essai doit être invalidé et reconduit ;
- Le résultat final est la moyenne des deux valeurs obtenues. Soit :

$$\text{Slump Flow} = (D_1 + D_2) / 2$$

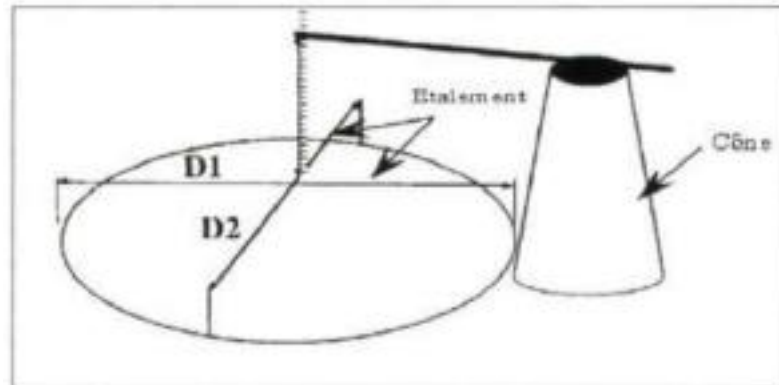


Fig. III.7 Essai d'étalement

On pratique, on vise habituellement un étalement compris entre 60 et 70 cm pour un béton autoplaçant.



Fig. III.8. Exemple d'étalement d'un BAP

III.4.2. Détermination du risque de blocage à l'aide de la boîte L :

Cet essai permet de tester la mobilité du mélange frais en milieu confiné et de vérifier que la mise en place du béton ne sera pas contrariée par des phénomènes de blocage inacceptables tel que la présence d'armatures par exemple. (Fig.III.3)

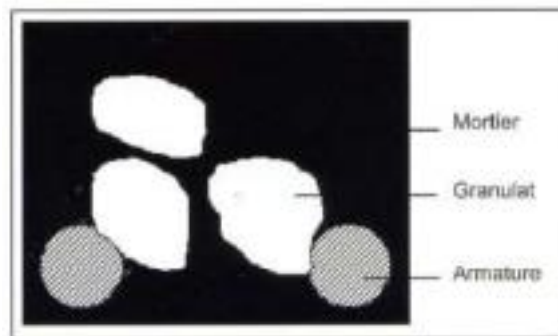


Fig. III.9. Blocage des granulats par la présence d'armatures

Son principe est le suivant :

- La partie verticale de la boîte est entièrement remplie de béton ; (Fig.III.4)
- 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 boîte à travers le ferrailage ;
- Quand le béton ne s'écoule plus, on mesure la hauteur H_1 et H_2 .

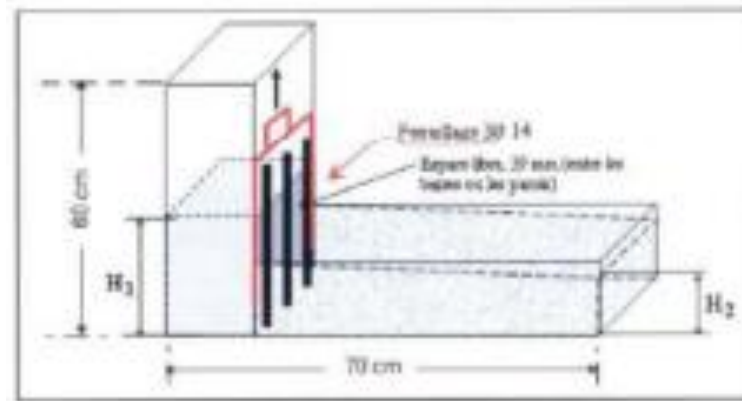


Fig. III.10. Essai de la boîte en L

On vise un rapport (H_2/H_1) d'au moins 0.8 pour un béton autoplaçant.

III.4.3. Détermination de la résistance à la ségrégation par l'évaluation de la stabilité au tamis :

III.4.3.1. Matériel utilisé :

- Un seau de 10 litres équipé d'un couvercle ;
- Un tamis de 5 mm, ainsi qu'un fond ;
- Une bascule de précision (pesée minimale de 20 grammes).

III.4.3.2. Mode opératoire :

- Après le malaxage du béton, verser le béton dans le seau. Le temps d'attente entre l'arrêt de malaxage et le prélèvement doit être inférieur à 30 secondes ;
- Couvrir le seau pour protéger le béton de la dessiccation, et attendre 15 minutes ;
- Peser le fond et le tamis à vide ;
- Après 15 minutes, verser sur le tamis un poids de béton égal à 4.8 kg ;
- Noter le poids réel de l'échantillon ;
- Attendre 2 minutes puis faire la tare ;
- Peser le fond avec la laitance.

On calcule :

$$\Pi = \left(\frac{P_{\text{laitance}}}{P_{\text{échantillon}}} \right) \cdot 100 \quad (\text{III.17})$$

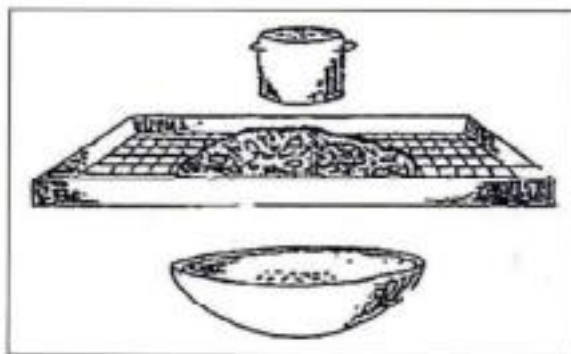


Fig. III.11. Essai de la stabilité au tamis

En fonction du résultat trouvé, on classe les bétons comme suit :

Tableau. III.23. Classement de la formulation selon le pourcentage.

% de laitance Π	Classement de la formulation
$0 \leq \Pi \leq 15$	Stabilité satisfaisante
$15 > \Pi \geq 30$	Stabilité critique
$\Pi > 30$	Stabilité très mauvaise (béton inutilisable)

III.5. Essais de caractérisation du béton autoplaçant à l'état durci :

III.5.1. Essai de compression :

Le principe de l'essai est de soumettre une éprouvette cubique à une force croissante et constante jusqu'à rupture de celle-ci afin de déterminer sa résistance à la compression.

a) But de l'essai :

Le but est de déterminer la résistance à la compression du béton.

Chapitre III : La partie expérimentale, matériaux et matériels et formulation

L'essai se fait sur une éprouvette cubique de dimensions normalisées $10 \times 10 \times 10 \text{ cm}^3$.

b) Principe de l'essai :

Après malaxage, on remplit en béton un moule cubique normalisé, le remplissage

du moule se fera en 3 couches sans vibration.

- Le démoulage se fera après un 48 heures.
- L'éprouvette sera immergée dans un bac d'eau pour durcir à une température moyenne de 20 C° .

la résistance sera déterminée à 7, 14 et 28 jours.

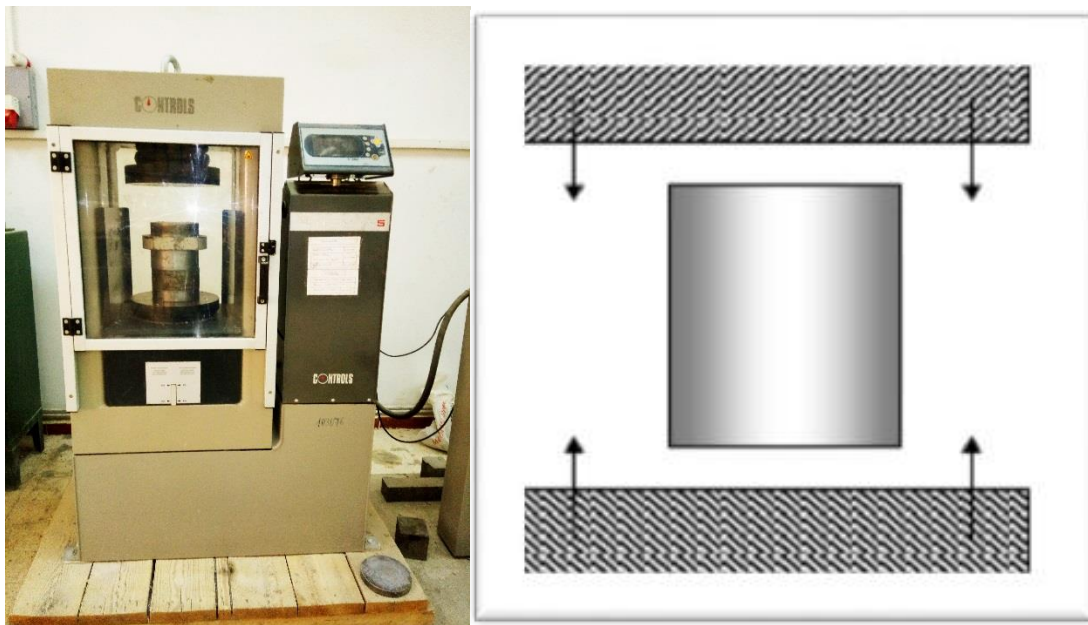


Fig. III.12. L'appareil de l'essai de compression

c) Conduite de l'essai :

- Le temps écoulé, on retire l'éprouvette du bac d'eau et on laisse sécher pendant 24 heures ;

Chapitre III : La partie expérimentale, matériaux et matériels et formulation

• l'éprouvette sera placée entre les deux mâchoires de la machine et on élèvera une seule lecture. Celle de la force correspondant à la rupture de l'échantillon. Soit F cette lecture.

Calculs :

La résistance sera: $G = F/S$

Avac :

S : section de l'éprouvette : 100 cm^2

F : force au moment de la rupture.

III.5.2 .Essai de traction par flexion :

a) **But de l'essai :**

Cet essai a aussi pour but de déterminer la résistance à la traction du béton. C'est un essai de traction par flexion qui consiste à écraser un prisme de dimensions $(7 \times 7 \times 28) \text{ cm}^3$ de béton placé horizontalement entre deux plateaux d'une presse.



Fig. III.13. L'appareil de l'essai de traction par flexion

b) Conduite de l'essai :

Lors d'un essai de flexion de trois points, la poutre de béton est soumise dans sa partie supérieure à des contraintes de compression et dans sa partie inférieure à des contraintes de traction. Compte tenu que le béton résiste beaucoup moins à la traction qu'à la compression l'éprouvette va se rompre dès que le béton aura atteint sa limite en traction. La contrainte limite qui découle d'un calcul classique de résistance des matériaux en élasticité est σ_{ff} (contrainte de traction par flexion). Le matériau béton n'ayant pas un comportement élastique au voisinage de la rupture, il convient d'apporter au calcul de la résistance en traction du bétons σ_t un terme correctif de 0,6 ($\sigma_t = 0,6 \sigma_{ff}$)

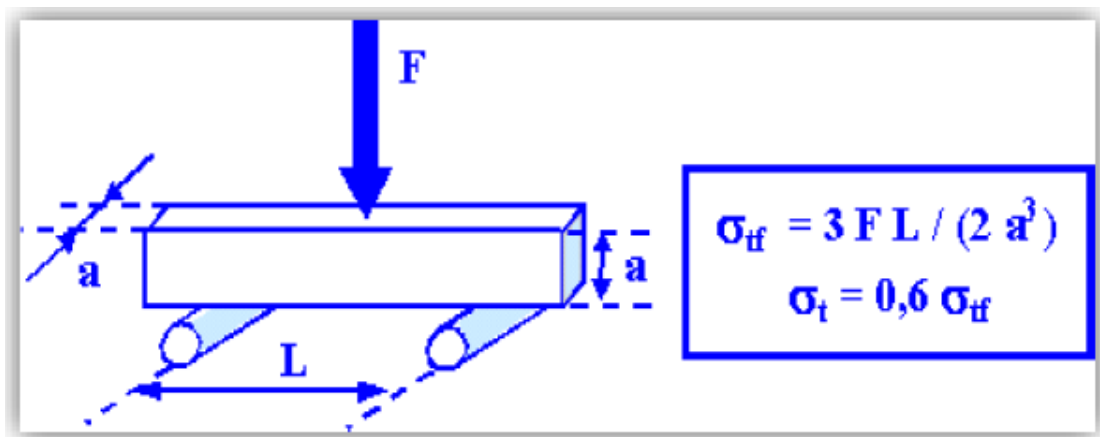


Fig. III.14. Formule de calcul de la résistance de traction

III.5.3. Mesure de la porosité :

- La Pesée hydrostatique M_{eau} = masse en grammes pesée sous l'eau
- La Pesée dans l'air de l'éprouvette saturée d'eau M_{sat}
- Le Séchage a $T^{\circ}=105C^{\circ}$ jusqu'à masse constante (2 pesées espacées de 24 h ne s'écartent pas de plus de 0.05%)
- La Pesée dans l'air de l'éprouvette sèche M_{sec}
- Le Calcul de la porosité accessible à l'eau :

$$P_{eau} = \left[\frac{(M_{sat} - M_{sec})}{(M_{sat} - M_{eau})} \right] \cdot 100 \quad (III.18)$$

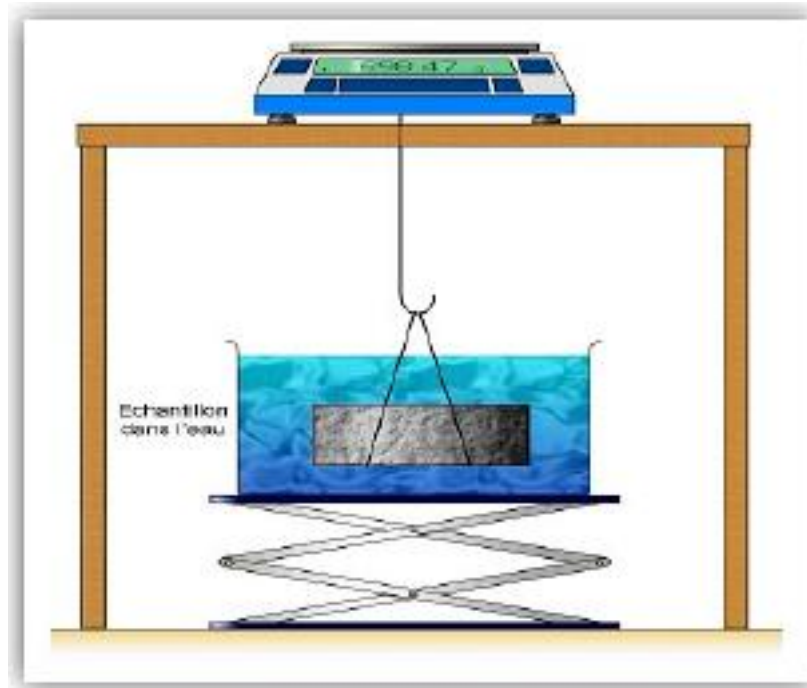


Fig. III.15. Essai de la porosité

III.6. Détermination de la résistance par les essais non destructifs :

On a utilisé deux essais non destructifs :

- ✓ La méthode de dureté superficielle ou essai au scléromètre ;
- ✓ La méthode d'auscultation dynamique ou ultra son.

III.6.1. Essai au scléromètre :

La méthode de dureté superficielle consiste essentiellement à une auscultation du béton par une manière standard, en utilisant une masse donnée activée par une certaine énergie puis mesurer ensuite le rebondissement. Cette méthode est connue sous le nom de scléromètre Schmidt.

Cet essai est l'un des plus vieux essais non destructifs et il est encore très utilisé de nos jours il a été développé par Ernst Schmidt en (1948) et est connu sous le nom l'essai au marteau Schmidt ou essai au scléromètre.



Fig. III.16. Marteau de schmidt ou Scléromètre

III.6.1.1. Principe de l'essai :

Le principe de base de l'essai au scléromètre est que le rebond d'une masse élastique dépend de la dureté de la surface sur laquelle frappe la masse, comme présenté sur la figure (III.16).

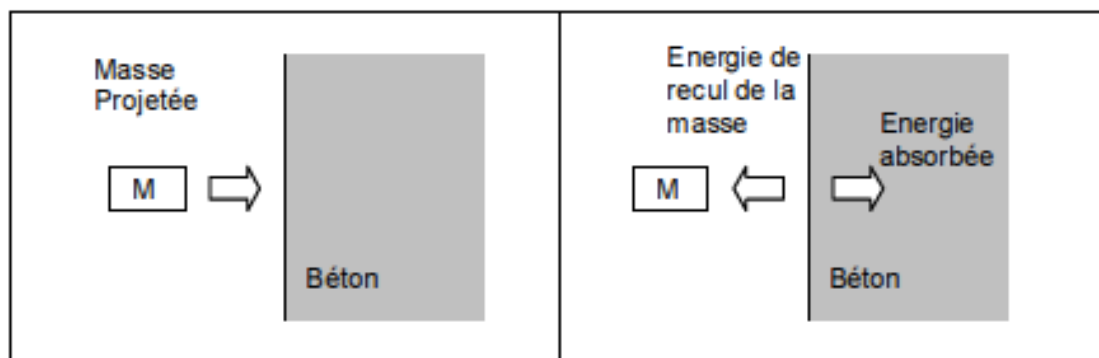


Fig. III.17. Principe de fonctionnement d'un scléromètre

III.6.1.2. Avantages :

- C'est une méthode peu coûteuse, simple et rapide. Feldman (1977).
- L'essai au scléromètre est comparatif, il est utile pour évaluer l'homogénéité du béton dans une structure ou lors de la fabrication d'éléments semblables des éléments préfabriqués. (Neville 2000)

- L'essai peut aussi être utilisé pour vérifier si la valeur de l'indice de rebondissement a atteint la valeur désirée correspondant à la résistance du béton, ce qui peut aider à décider du moment où l'on peut mettre la structure en service.

- Une utilisation de cet essai est de pouvoir vérifier si le développement de la résistance d'un béton a été affecté par le gel au jeune âge. (Selon la norme ASTM C 805-85 un béton encore gelé peut donner un indice de rebondissement très élevé).

- Une application particulière de l'essai au scléromètre consiste à évaluer la résistance à l'abrasion des planchers de béton, qui dépend largement de la dureté de surface.

III.6.1.3. Inconvénients :

- Une précision entre ± 15 et $\pm 20\%$ n'est possible qu'avec des éprouvettes qui ont été coulées et soumises à un traitement de cure et à des essais dans les conditions pour lesquelles les courbes d'étalonnage ont été établies. (Feldman 1977).

- Les résultats sont influencés par des facteurs tels que l'égalité de la surface, la grosseur et la forme de l'éprouvette, le degré d'humidité du béton, le type de ciment et de gros granulats W.E.Grieb (1958) et le degré de carbonatation de la surface.

- La résistance obtenue n'est que celle de la peau de béton, elle ne renseigne pas sur le béton à l'intérieur de la masse de l'ouvrage. Selon la norme BS 1881 :partie202 :1986, l'épaisseur concernée par cet essai est d'environ 30mm. Les changements qui n'affectent que la surface du béton, comme la degré de saturation en surface (qui abaisse l'indice de rebondissement) C.H.Willetts (1958) figure (II.4) ou la carbonatation (qui augmente cet indice) S.Amasaki (1991) ont peu d'influence sur les propriétés du béton en profondeur.

- On ne peut juger définitivement qu'une partie d'ouvrage à partir des indications du scléromètre.

- Bien que l'essai au scléromètre soit utile, il ne constitue en aucune façon une mesure de la résistance et l'on ne devrait pas accepter la revendication exagérée de son emploi en remplacement des résultats de l'essai de compression.

III.6.2 .Essai d'auscultation dynamique :

Connu depuis longtemps cet essai permet de déterminer la vitesse de propagation des impulsions ultrasoniques traversant le béton.

III.6.2.1. Principe de l'essai :

Le principe de la méthode consiste à mesurer le temps mis par une onde, d'où le nom de la méthode (essai de vitesse de propagation d'ondes sonores) à parcourir une distance connue. Les principales caractéristiques de tous les appareils comprennent un générateur d'impulsions et un récepteur d'impulsions. Figure (III.17)



Fig. III.18. Appareil d'ultra son

III.6.2.2. Avantages :

- C'est une méthode idéale pour déterminer l'homogénéité du béton.
- L'essai peut être utilisé autant sur les ouvrages complétés que sur ceux en construction.
- La mesure des ondes sonores présente l'énorme avantage de donner des informations sur l'intérieur d'un élément de béton. Selon Chung et Law (1983)

l'essai de propagation des ultrasons peut être utilisé pour détecter la fissuration (mais les fissures parallèles au déplacement de l'onde), les vides, les détériorations dues au gel ou de feu et l'uniformité du béton dans des éléments semblables. L'essai de propagation des ultrasons peut être utilisé pour suivre les changements microstructuraux dans un élément par exemple à la suite de cycles répétés de gel/dégel.

- Elvery et Ibrahim (1976) et pendant leurs études sur la relation de la vitesse et la résistance dans plusieurs âges ont montrés que l'essai peut aussi être utilisé pour évaluer la résistance du béton à très jeune âge, à partir de trois heures et plus, ce qui peut être intéressant dans le domaine de la préfabrication du béton ou comme outil de décision pour déterminer le moment adéquat des opérations de décoffrage.

III.6.2.3. Inconvénients :

- Ces essais ne sont toutefois pas aussi efficaces pour évaluer la résistance à cause du grand nombre de variables influençant la relation entre la résistance et la vitesse de propagation des impulsions.

- La précision des résultats est fonction de la précision de l'étalonnage et de l'uniformité de la composition du béton de l'ouvrage et du béton des éprouvettes utilisées pour l'étalonnage.

- Dans l'essai de propagation des ultrasons la propriété du béton que l'on mesure est affectée par divers facteurs dont l'influence est différente de ce qu'elle est dans la résistance effective du béton.

- L'utilisation de cette méthode, si elle a bénéficié de grandes simplifications n'est donc justifiée que pour les personnes compétentes en matière d'appareillage et de connaissance du matériau de béton et aussi au courant des précautions à prendre.

III.7. Conclusion :

Pour utiliser au mieux le béton autoplaçant, il faut bien connaître ses propriétés :

À l'état frais lorsqu'il se met en place sans vibration.

À l'état durci quand sa forme ne peut plus être modifiée, ses caractéristiques continuent à évoluer.

La propriété essentielle du béton autoplaçant frais est son ouvrabilité, c'est à dire son aptitude à remplir n'importe quel volume (coffrage, moule...) et à enrober convenablement les armatures. A la clé, une grande liberté de formes. Pour assurer une bonne ouvrabilité, il est indispensable de respecter les deux critères suivants :

1-La composition du béton autoplaçant et les moyens de sa mise en oeuvre doivent être appropriés.

2-La teneur en eau doit être limitée au minimum compatible avec les exigences d'ouvrabilité.

Lorsque le béton autoplaçant a durci, sa forme ne peut plus être modifiée mais ses caractéristiques continuent d'évoluer pendant de nombreux mois, voire des années. La compacité d'un béton (ou sa faible porosité) est un avantage déterminant pour sa durabilité.

Une bonne résistance à la compression est la performance souvent recherchée pour le béton durci.

Les phénomènes de retrait sont une caractéristique prévisible dans l'évolution du béton.

Le processus de Formulation d'un béton c'est de tenter, au moindre coût, de trouver un arrangement des divers constituants répondant à un cahier des charges exprimé en grandeurs mesurables.

La mise au point d'une formule de BAP est beaucoup plus complexe, parce que, d'abord, les constituants sont au nombre minimal de six, contre quatre dans le

Chapitre III : La partie expérimentale, matériaux et matériels et formulation

cas des bétons ordinaires. Ensuite, le cahier des charges d'un BAP comporte plus de clauses, en particulier à l'état frais ; il faut réaliser, en plus de l'essai au cône, l'essai à la boîte en L et l'essai de stabilité au tamis.

Enfin, et surtout, les propriétés des BAP sont contradictoires ; un béton riche d'une pâte fluide est très sensible à la ségrégation.

Chapitre IV : **Résultats et Discussions**

Chapitre IV

Résultats et Discussions

IV.1 . Résultats des essais à l'état frais :

A partir des mélanges obtenus, on a procédé à différents essais afin de caractériser les BAP confectionnés. Pour cela, nous avons utilisé les tests recommandés par l'AFGC.

Tableau. IV.1 : Résultats d'essais sur les bétons frais

Type de béton	L'étalement (mm)	Stabilité au tamis (%)	La boîte en L (H_2/H_1)	Masse volumique (kg/m^3)
BAPT	690	12.14	0.84	2276
BAPF1	680	11.94	0.82	2309
BAPF2	680	11.79	0.82	2302
BAPF3	660	11.4	0.81	2317
BAPF4	660	11.4	0.81	2331

-Essai d'étalement au cône d'Abram's :

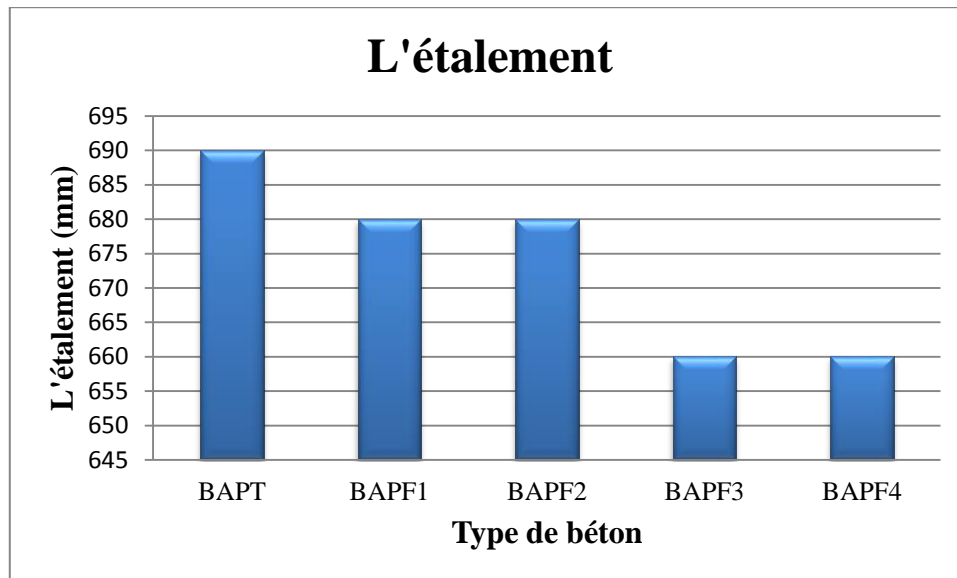


Fig. IV.1. L'étalement en fonction de type de béton

-Essai de stabilité au tamis :

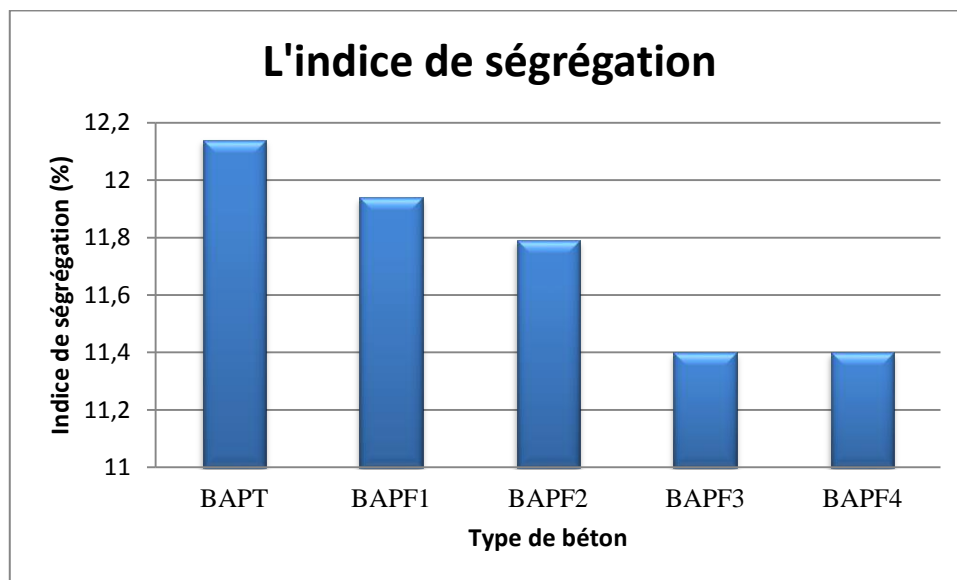


Fig. IV.2. L'indice de ségrégation en fonction de type de béton

-Essai de la boite en L :

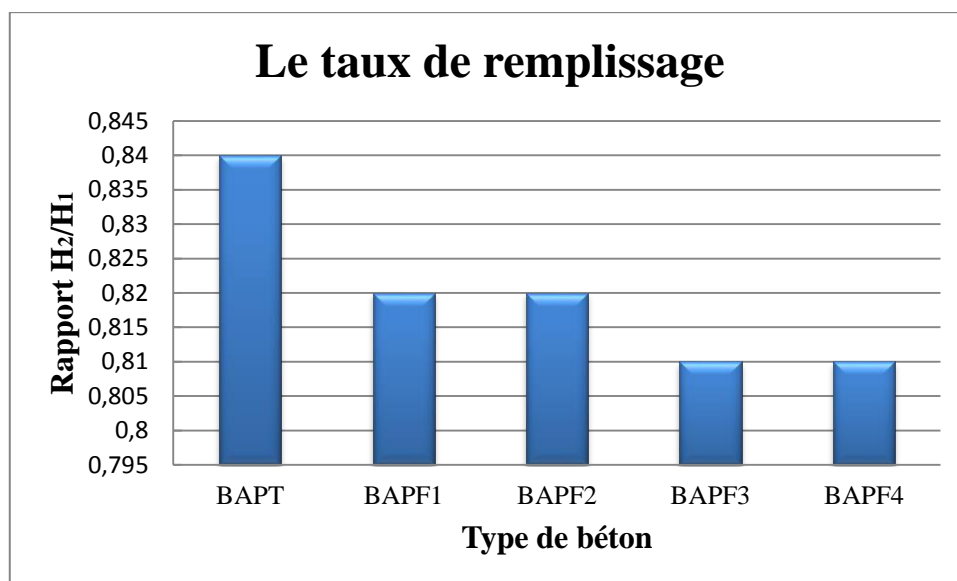


Fig. IV.3. Le taux de remplissage en fonction de type de béton

-La masse volumique :

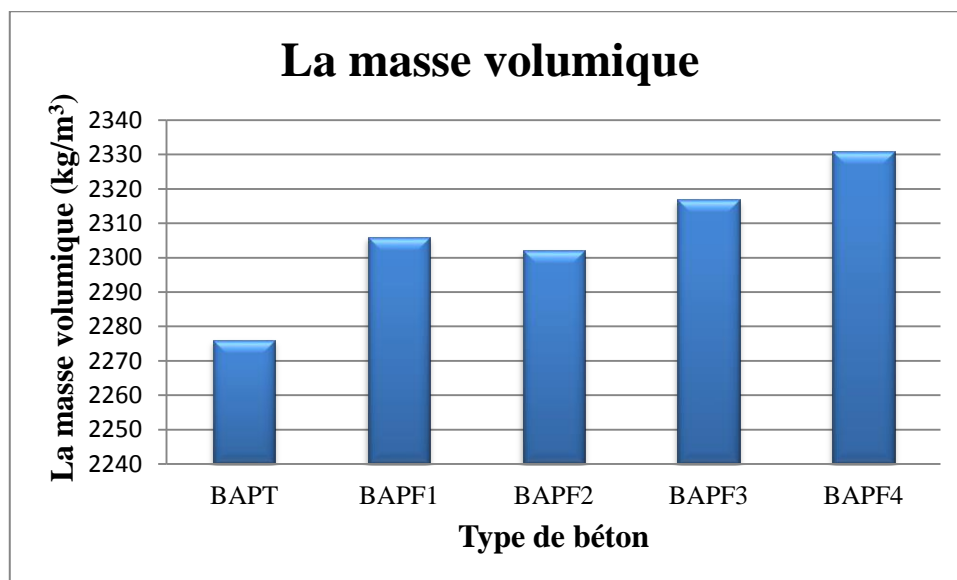


Fig. IV.4. La masse volumique en fonction de type de bétons

Les résultats des essais des différents BAP à l'état frais en l'occurrence l'essai d'étalement, l'essai de la boîte L et l'essai de stabilité au tamis, permettent de dire que ses BAP correspondent aux critères des recommandations provisoires. On remarque que les plus grandes valeurs de l'étalement, de l'indice de ségrégation et du taux de remplissage est celles du BAP Témoin, et ses valeurs diminuent avec l'ajout des fibres métalliques. Contrairement à la masse volumique qui augmente avec l'ajout des fibres métalliques.

IV.2 . Résultats des essais à l'état durci :

IV.2.1. La résistance mécanique à la compression et à la traction par flexion :

Pour faire les essais de compression et de traction on a confectionnées des éprouvettes cubiques de dimensions $(10 \times 10 \times 10) \text{cm}^3$ et des éprouvettes prismatiques de dimensions $(7 \times 7 \times 28) \text{cm}^3$.

Toutes les éprouvettes ont été conservés dans l'eau à une température ambiante de 20°C .

- La résistance à la compression :

Tableau. IV.2. Résistance à la compression

Composition	Eprouvettes	La Compression suivant l'âge du béton		
		7 jours (MPa)	14 jours (MPa)	28 jours (MPa)
BAPT	1	24.41	28.44	28.73
	2	24.50	27.52	30.23
	3	24.30	22.97	30.34
	Moy	24.40	26.31	29.77
BAPF1	1	21.61	20.78	27.97
	2	21.51	17.46	28.74
	3	22.01	20.34	27.61
	Moy	21.71	19.53	28.11
BAPF2	1	20.20	16.91	25.11
	2	21.09	22.74	24.67
	3	21.43	20.01	26.63
	Moy	20.91	19.89	25.47
BAPF3	1	19.16	24.67	27.47
	2	21.57	23.87	27.13
	3	21.17	24.69	27.46
	Moy	20.63	24.41	27.35
BAPF4	1	20.91	27.49	27.57
	2	16.27	26.62	31.89
	3	19.74	29.18	30.34
	Moy	18.97	27.76	29.93

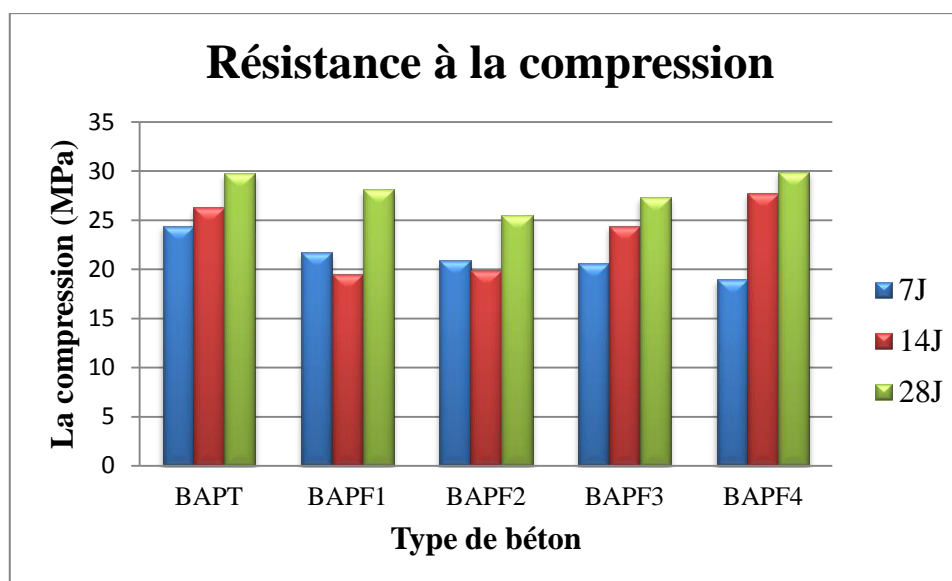


Fig. IV.5. La résistance à la compression en fonction de l'âge des bétons

La résistance à la compression augmente avec l'âge des bétons. A 7 jours c'est le BAP Témoin qui donne la plus grande résistance, l'effet des fibres n'est pas visible. A 14 jours, la résistance diminue pour les BAPF de 0.3% de dosage par rapport au BAPT, mais augmente lorsque le dosage des fibres métallique est de 0.5%, et la meilleure résistance est donnée par la BAPF au fil d'attache. La forme des fibres métalliques influe sur l'adhérence, ce qui influe sur la résistance.

- La résistance à la traction par flexion :**Tableau. IV.3 : Résistance à la traction par flexion**

Composition	Eprouvettes	La Compression suivant l'âge du béton		
		7 jours (KN)	14 jours (KN)	28 jours (KN)
BAPT	1	4.0	3.2	3.1
	2	4.0	3.2	2.9
	3	3.0	3.4	3.9
	Moy	3.67	3.27	3.3
BAPF1	1	2.4	3.4	4.4
	2	3.2	3.2	4.4
	3	2.8	3.8	4.2
	Moy	2.8	3.47	4.33
BAPF2	1	2.7	2.6	2.4
	2	3.0	2.4	1.9
	3	4.0	4.15	2.6
	Moy	3.23	3.05	2.3
BAPF3	1	4.2	3.8	4.6
	2	3.0	3.4	4.2
	3	3.1	4.8	3.8
	Moy	3.43	4.0	4.2
BAPF4	1	4.6	3.9	4.9
	2	4.0	5.0	5.4
	3	4.0	5.0	5.0
	Moy	4.2	4.63	5.1

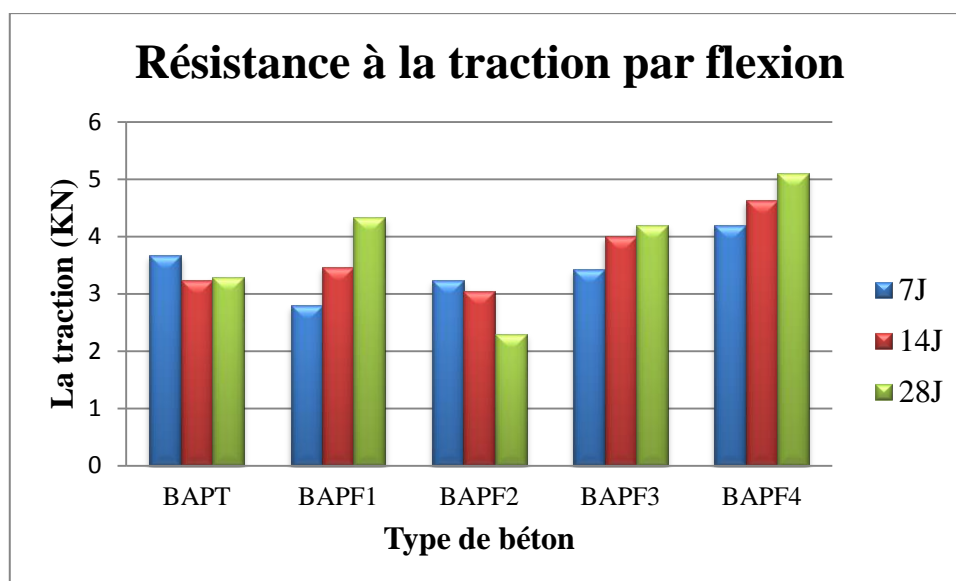


Fig. IV.6. La résistance à la traction par flexion en fonction de l'âge des bétons

La résistance à la traction par flexion, augmente avec l'ajout des fibres métalliques et la plus grande résistance est donnée par le BAPF au fil d'attache. Pour le cas du BAPF2 la résistance diminue avec l'âge du béton, ce qui est contradictoire aux expériences précédentes, le cas peut être résolu en éliminant les valeurs qui sont loin de la moyenne.

IV.2.2 . Les essais non destructifs (END) :

- L'essai à l'ultrason :

Tableau.IV.4. Les essais à l'ultrason

Composition	Eprouvettes	La vitesse du son suivant l'âge du béton		
		7 jours (m/s)	14 jours (m/s)	28 jours (m/s)
BAPT	1	3859	3901	4051
	2	3860	3966	4135
	3	3860	3790	4178
	Moy	3860	3886	4121
BAPF1	1	4079	3859	3997
	2	3670	3859	4079
	3	4079	3859	4079
	Moy	3943	3859	4052
BAPF2	1	3641	3859	3997
	2	3790	3987	3971
	3	3863	3670	4135
	Moy	3765	3839	4034
BAPF3	1	3894	3971	4164
	2	3748	3881	4135
	3	3559	3997	4135
	Moy	3734	3950	4145
BAPF4	1	3634	3894	4051
	2	3612	3868	4051
	3	3591	3701	3997
	Moy	3612	3821	4033

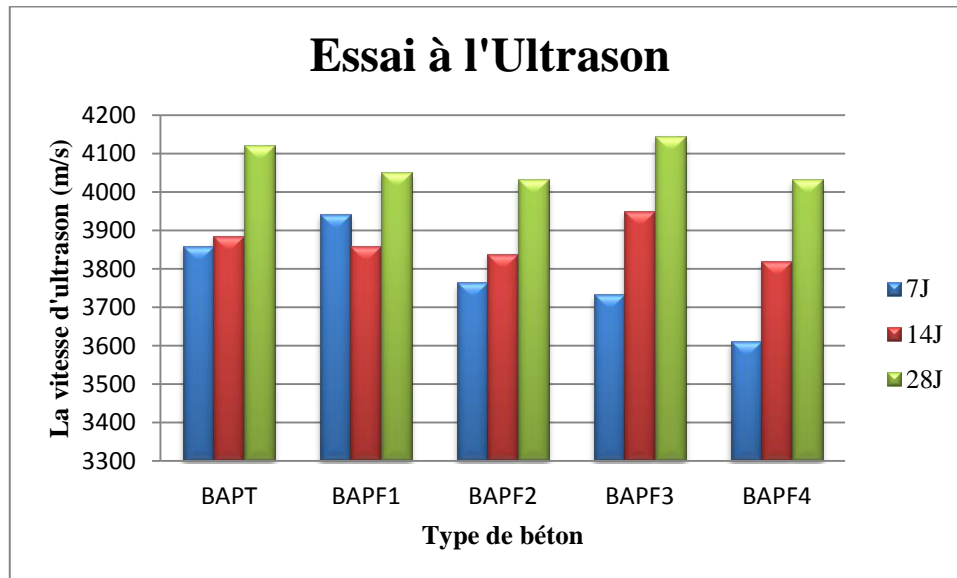


Fig. IV.7. La vitesse en fonction de l'âge des bétons

La vitesse du son augmente avec l'âge du béton, et l'ajout des fibres métalliques n'influence pas sur cette augmentation.

- L'essai au scléromètre :**Tableau. IV.5 : Les essais au scléromètre**

Composition	Eprouvettes	La Compression suivant l'âge du béton		
		7 jours (MPa)	14 jours (MPa)	28 jours (MPa)
BAPT	1	22.75	27.5	29.5
	2	23.5	25.75	26.25
	3	23.75	27.75	27.5
	Moy	23.33	27.0	27.75
BAPF1	1	21.25	22.0	26.25
	2	21.5	19.25	26.0
	3	20.0	20.75	24.25
	Moy	20.92	20.67	25.5
BAPF2	1	25.75	23.75	23.0
	2	23.25	25.25	23.0
	3	22.5	22.0	28.0
	Moy	23.83	23.67	24.67
BAPF3	1	20.75	22.5	25.25
	2	20.5	25.75	23.25
	3	21.75	20.0	23.25
	Moy	21.0	22.75	23.92
BAPF4	1	20.5	24.0	27.5
	2	18.75	23.25	28.25
	3	22.5	23.25	26.5
	Moy	20.58	23.5	27.42

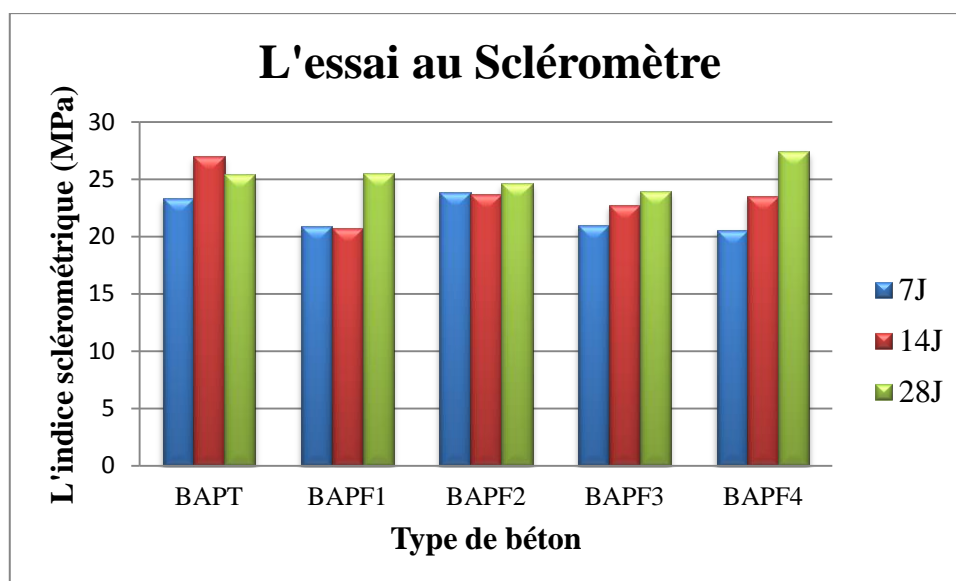


Fig. IV.8. L'indice sclérométrique en fonction de l'âge des bétons

L'indice sclérométrique augmente avec l'âge du béton. A 28 jours c'est le BAPF au fil d'attache qui donne la plus grande valeur de l'indice sclérométrique.

IV.3. L'étude de la corrélation :

IV.3.1 . La corrélation (Rc) en fonction de (V) :

- La corrélation (Rc) en fonction de (V) du BAPT :

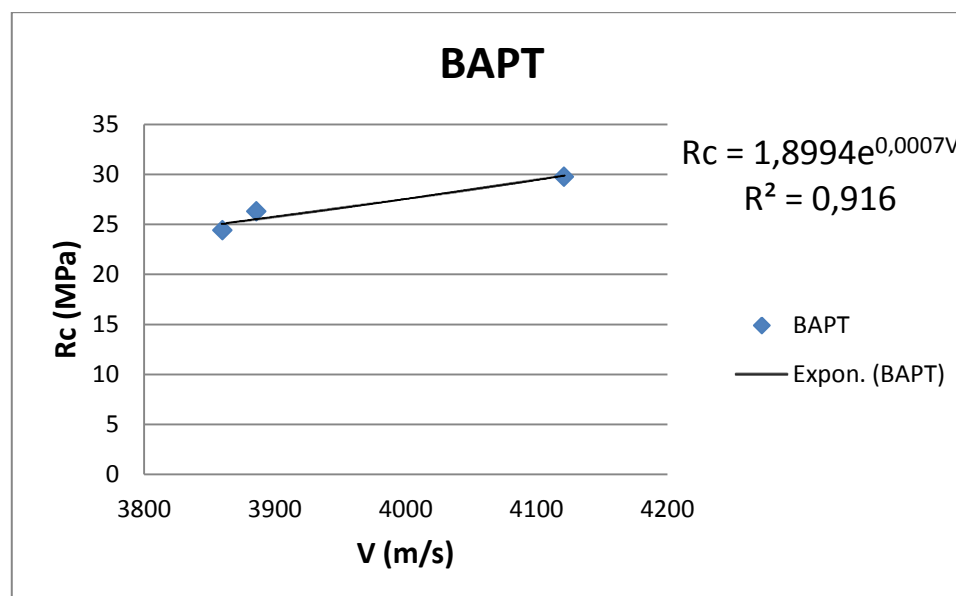


Fig. IV.9. Résistance à la compression (Rc) en fonction de la vitesse d'ultrason (V) du BAPT

- La corrélation (Rc) en fonction de (V) du BAPF1 :

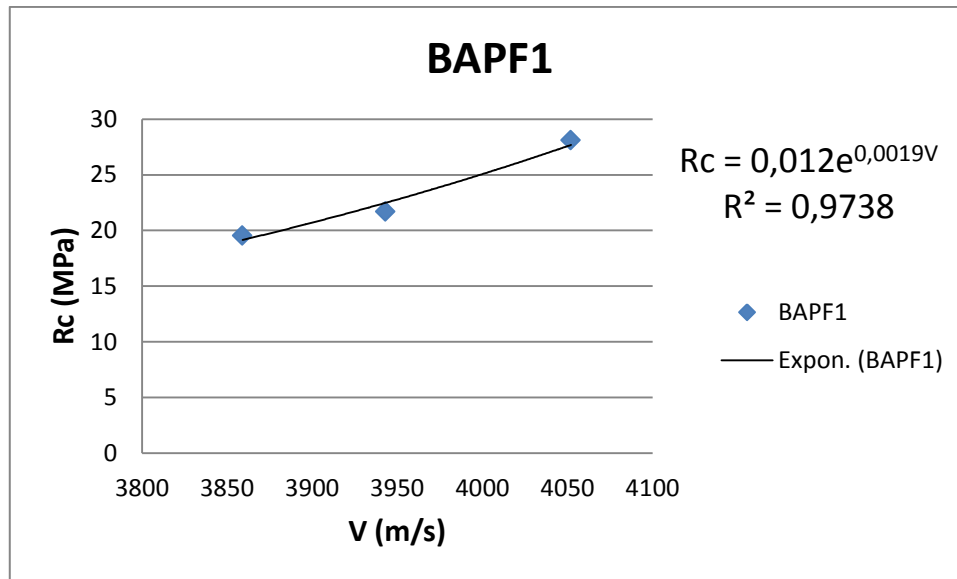


Fig. IV.10. Résistance à la compression (Rc) en fonction de la vitesse d'ultrason (V) du BAPF1

- La corrélation (Rc) en fonction de (V) du BAPF2 :

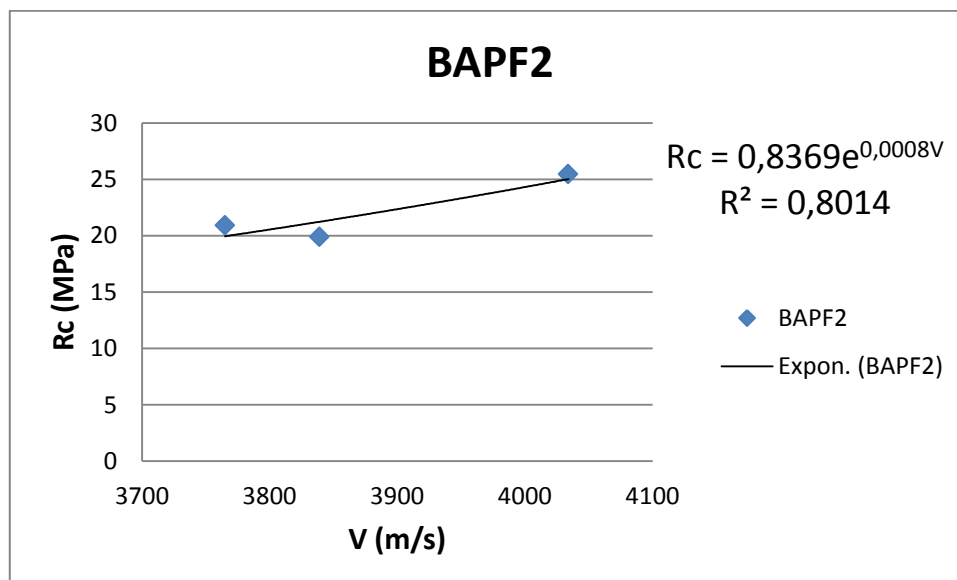


Fig. IV.11. Résistance à la compression (Rc) en fonction de la vitesse d'ultrason (V) du BAPF2

- La corrélation (Rc) en fonction de (V) du BAPF3 :

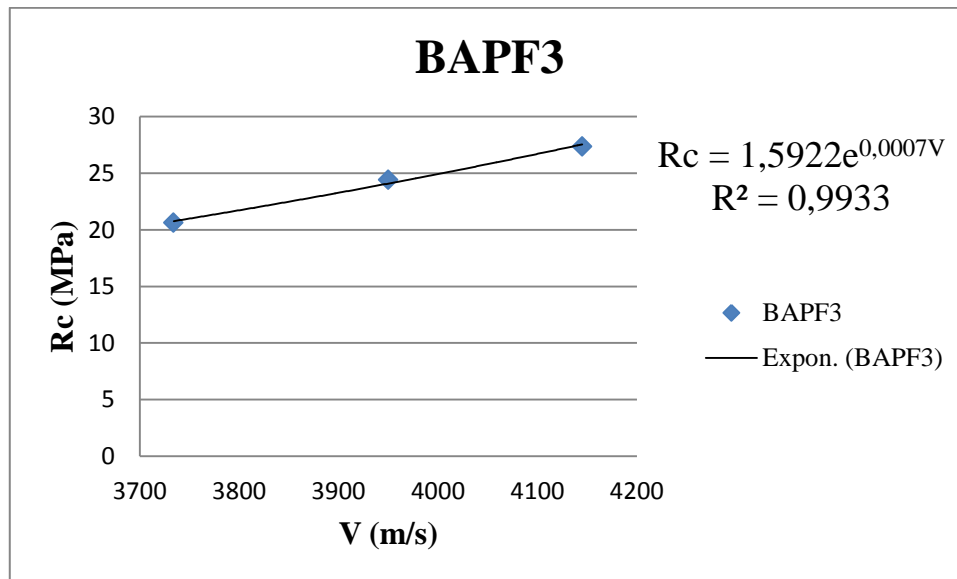


Fig. IV.12. Résistance à la compression (Rc) en fonction de la vitesse d'ultrason (V) du BAPF3

- La corrélation (Rc) en fonction de (V) du BAPF4 :

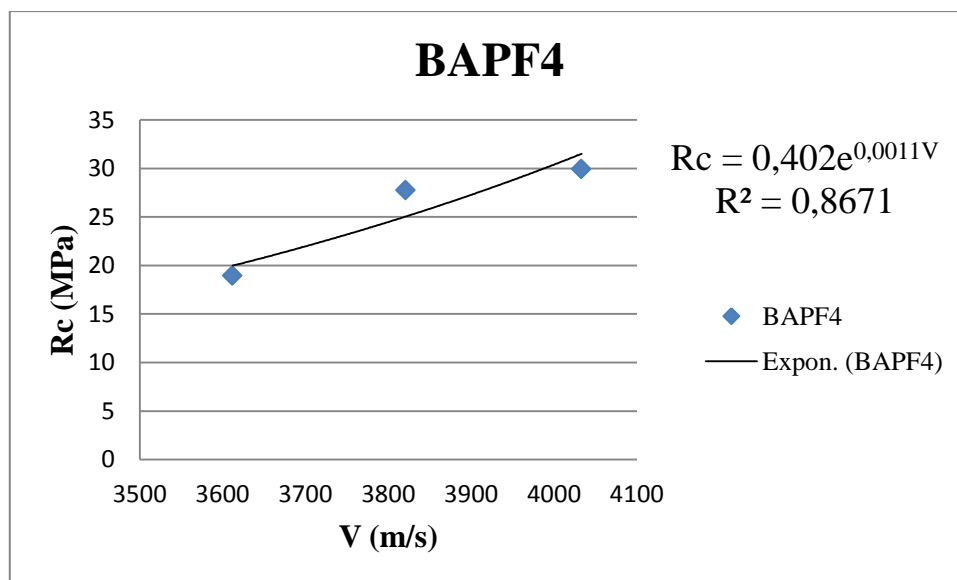


Fig. IV.13. Résistance à la compression (Rc) en fonction de la vitesse d'ultrason (V) du BAPF4

- La corrélation (Rc) en fonction de (V) globale :

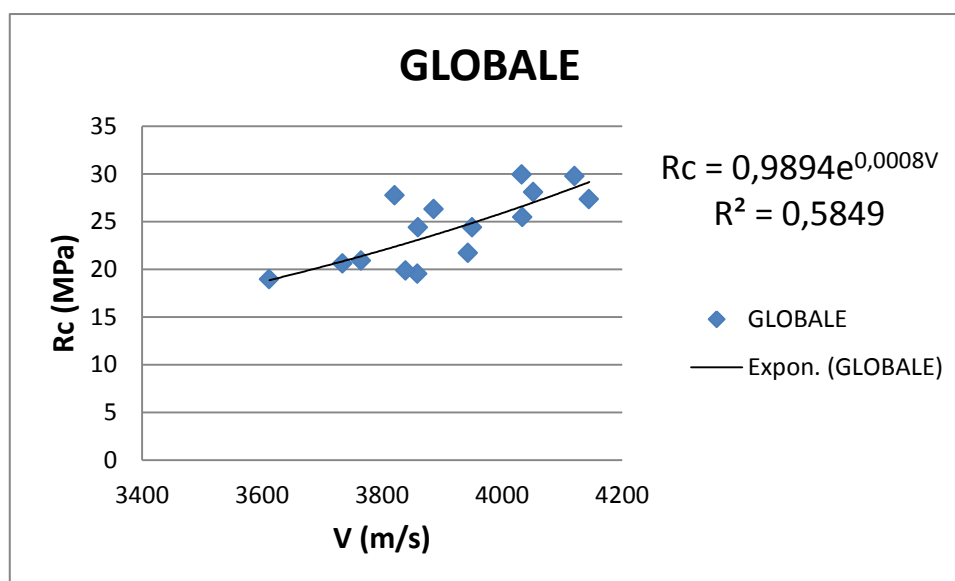


Fig. IV.14. Résistance à la compression (Rc) en fonction de la vitesse d'ultrason (V) des différentes formulations BAP (globale)

IV.3.2 . La corrélation (Rc) en fonction de (Is) :

- La corrélation (Rc) en fonction de (Is) du BAPT :

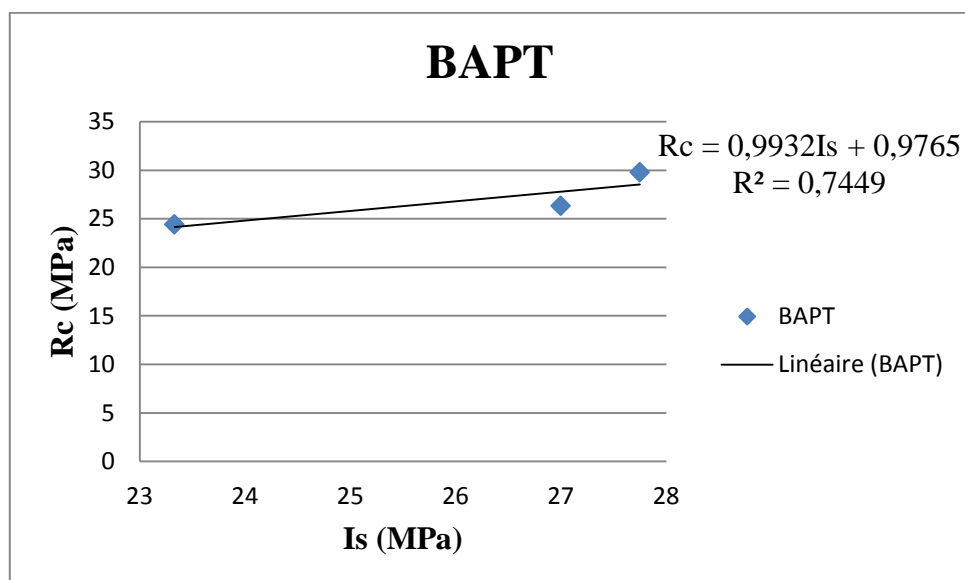


Fig. IV.15. Résistance à la compression (Rc) en fonction de l'indice sclérométrique (Is) du BAPT

- La corrélation (Rc) en fonction de (Is) du BAPF1 :

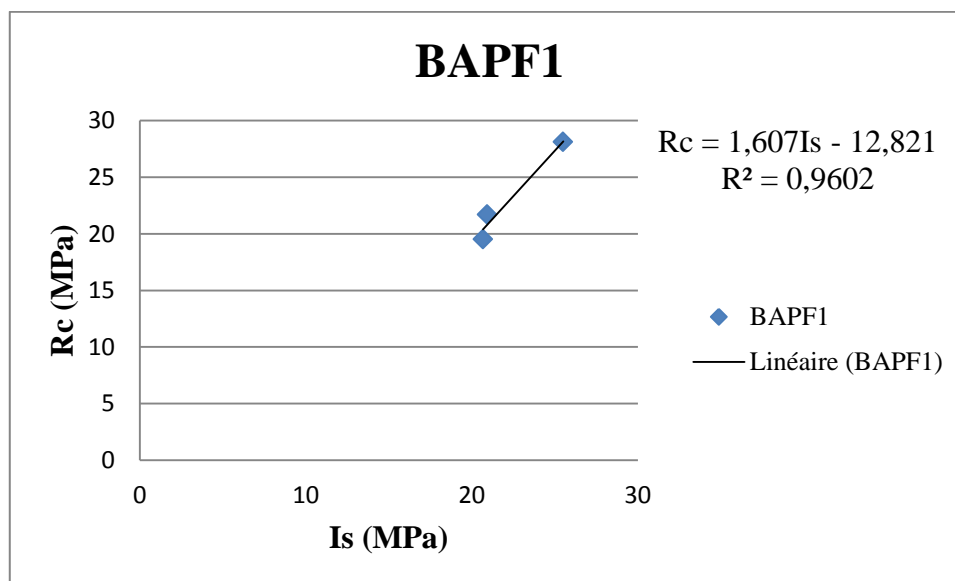


Fig. IV.16. Résistance à la compression (Rc) en fonction de l'indice sclérométrique (Is) du BAPF1

- La corrélation (Rc) en fonction de (Is) du BAPF2 :

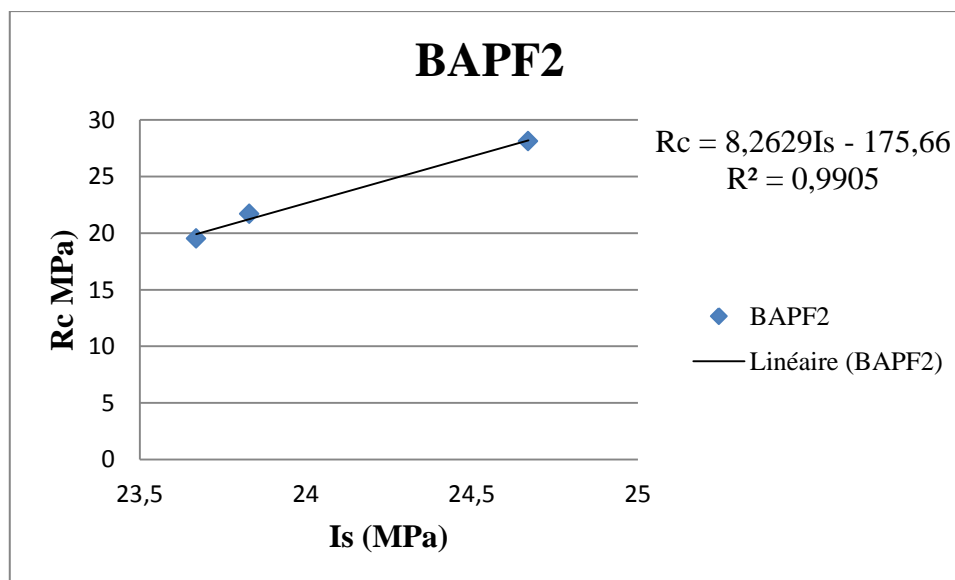


Fig. IV.17. Résistance à la compression (Rc) en fonction de l'indice sclérométrique (Is) du BAPF2

- La corrélation (Rc) en fonction de (Is) du BAPF3 :

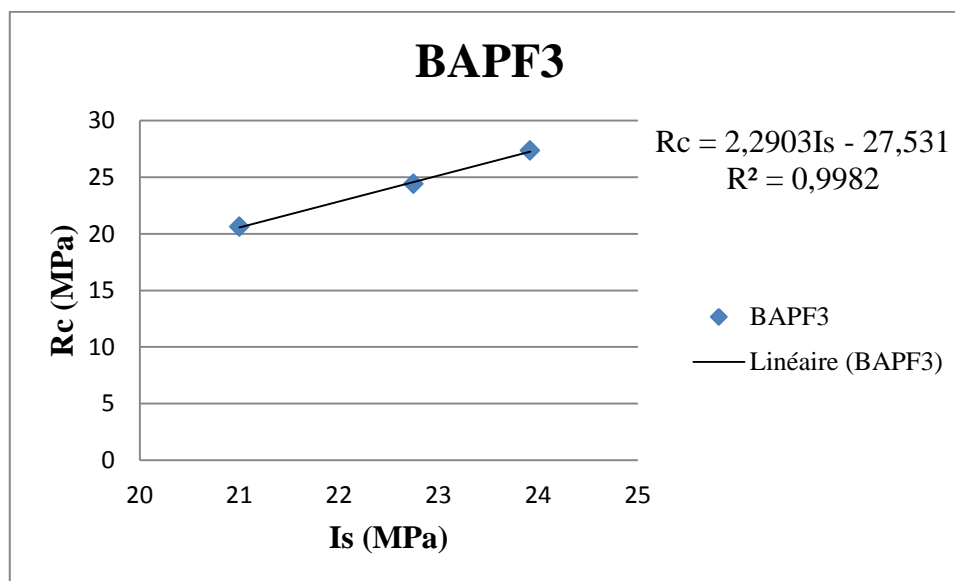


Fig. IV.18. Résistance à la compression (Rc) en fonction de l'indice sclérométrique (Is) du BAPF3

- La corrélation (Rc) en fonction de (Is) du BAPF4 :

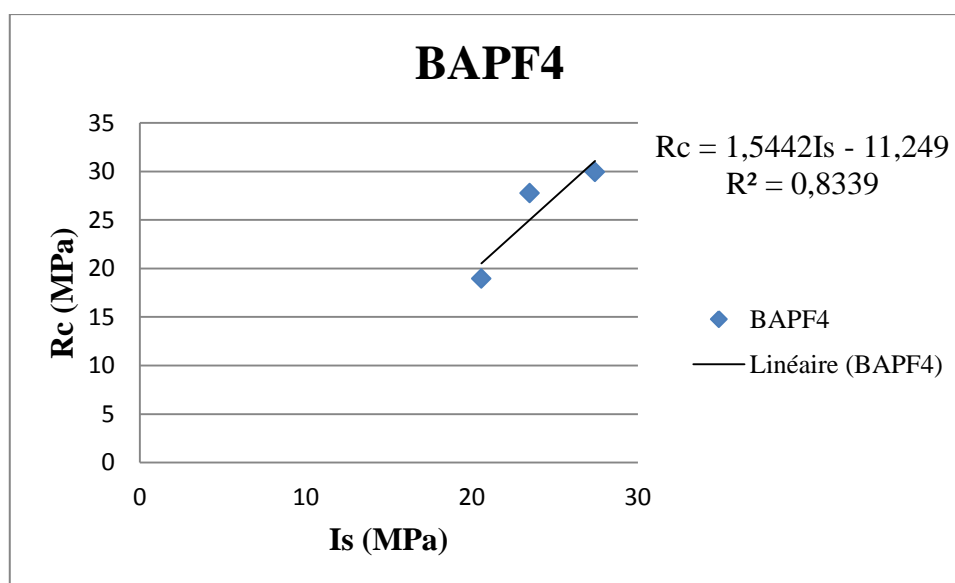


Fig. IV.19. Résistance à la compression (Rc) en fonction de l'indice sclérométrique (Is) du BAPF4

- La corrélation (Rc) en fonction de (Is) globale :

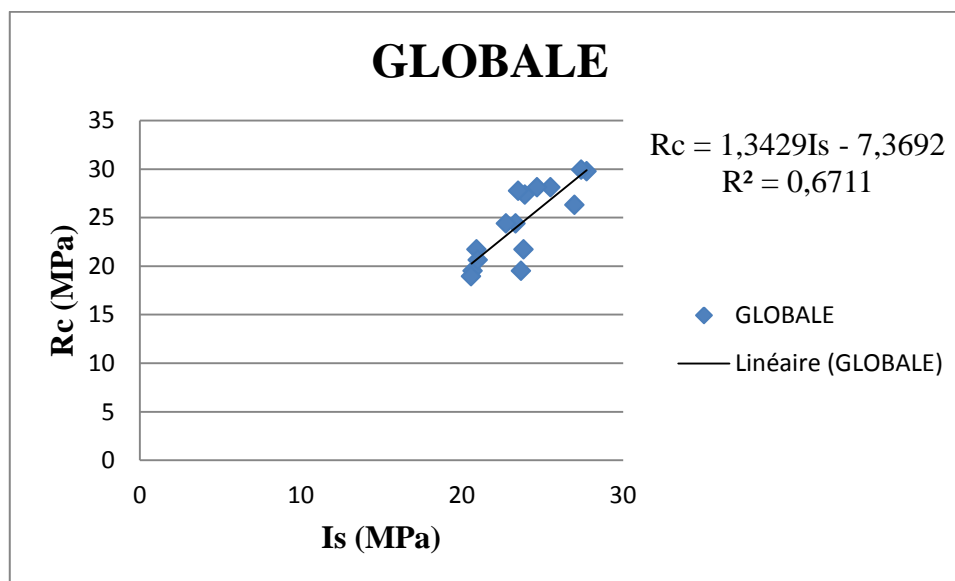


Fig. IV.20. Résistance à la compression (Rc) en fonction de l'indice sclérométrique (Is) des différentes formulations BAP (globale)

D'après les différentes figures de corrélations on remarque ce qui suit :

- 1- Le coefficient de corrélation pour chaque type de béton avoisine la valeur +1, ce qui signifie que l'équation extraite est bonne pour le calcul de la résistance à la compression ;
- 2- Chaque type de béton à sa propre équation ;
- 3- L'équation d'un type de béton ne peut substituer une autre équation d'un autre type de béton ;
- 4- Y'a pas de corrélation unique à utiliser pour l'exemple global.

IV.4. Conclusion

La forme des fibres métalliques influence sur les caractéristiques mécaniques des BAPF, le fil d'attache (les fibres déchets) a donné le meilleur resultat pour la résistance à la compression et la résistance à la traction par flexion que celui du MEDAFAC (les fibres commercialisés).

Conclusion Générale

Conclusion Générale

- L'apparition des bétons autoplaçants (BAP), initialement dénommés autocompactants ou autonivelants (BAN), qui est un béton à hautes performances (BHP), sa principale caractéristique : un mélange très fluide qui s'écoule comme de la lave en fusion et se met en place sans aucune vibration, le compactage s'effectuant par le seul effet de la gravité.

- La confection des bétons autoplaçants (BAP) nécessite un grand volume d'addition minérale de manière à augmenter le volume de pâte permettant ainsi d'atteindre la fluidité qui fait le caractère autoplaçant.

- L'augmentation de la fraction volumique et/ou de l'élancement de la fibre métallique réduit la maniabilité des bétons fibrés.

- L'utilisation des bétons de fibres métalliques fait apparaître des blocages en écoulement confiné. La quantité de ce type de fibres devra donc déterminer celles du superplastifiant et de l'addition minérale.

- Ce qui est important de mentionner pour l'essai de compression et de traction par flexion, est que le mode de rupture des éprouvettes fibrées a complètement été modifié. Il est passé d'un mode de rupture fragile pour le BAP sans fibres, où l'éprouvette est complètement rompue en deux, à une rupture progressive et ductile où l'éprouvette reste en un seul morceau, difficile à casser. Cela traduit le rôle mécanique de la fibre qui est activé après l'apparition des fissures.

- La résistance à la compression n'est pas affectée par l'ajout de fibres, mais varie suivant le dosage des fibres.

- Les fibres sont ajoutées aux matériaux cimentaires afin d'améliorer leurs caractéristiques à l'état durci.

- Les fibres métalliques caractérisées par un module d'élasticité élevé, par conséquent, offrent au béton une meilleure résistance à la traction par flexion, améliore sa ductilité en augmentant son pouvoir de résister aux déformations dues à la rupture.

- 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 ;

- La transformation du comportement fragile d'un matériau en un comportement ductile qui accroît la sécurité lors des états de chargement ultimes.

- la rupture du béton évolue plus ou moins d'un comportement fragile vers un mode de type ductile.

- l'incorporation des fibres dans les BAP pourrait modifier de manière significative les propriétés rhéologiques par leurs formes et leurs interactions avec les agrégats, par conséquent une augmentation de la résistance à l'écoulement.

- C'est l'adhérence de ces fibres avec la matrice cimentaire qui diminue la fragilité du béton par amélioration du comportement post fissuration.

- L'objectif de ce travail est l'évaluation de la qualité des bétons autoplaçant (BAP) fibrés aux moyens d'essais non-destructifs (NDT) et essai direct.

- Les corrélations obtenues pour R_c en fonction de (V) sont acceptables et de type non linéaire (exponentielles).

- Les corrélations obtenues pour R_c en fonction de (I_s) sont acceptables et de type linéaire.

- Les résultats obtenus par les essais non destructifs de scléromètre et l'ultrason restent acceptables par rapport à ceux des essais direct.

Perspectives :

A l'issue de ce travail plusieurs perspectives se présentent comme :

- Etudier la durabilité du BAPF dans les milieux agressifs (eaux usées, eaux souterraines chargées en sulfates, milieux marins ou agricoles), le gel et dégel, la fatigue et l'endommagement ;
- Etudier le comportement des BAPF avec des fibres mixtes (MEDAFAC et fil d'attache) ;

- L'utilisation des fibres métallique en milieux confinés fait apparaitre des blocages, ce qui nous amène à déterminer loptimun du superplastifiant et de l'addition minérale.

Références Bibliographiques

Références Bibliographiques

- [1] <http://www.ecocem.fr/beton/>
- Brandt A. M. (2008), Fibre reinforced cement-based (FRC) composites after over 40 years of development in building and civil engineering, *Composites structures*, vol. 86 (1-3) : 3-9.
 - CIMbéton (2013), Les bétons : formulation, fabrication et mise en œuvre, Collection technique, CIMbéton, Paris-la-Défense, France.
- [2] Beton[s] le magazine.
- [3] OKAMURA H, OUCHI M., “Self-compacting concrete. Development present use and future”, First International RILEM symposium on self-compacting concrete. Rilem Publication s.a.r.l, 3-14, 1999.
- [4] ASSOCIATION FRANCAISE DE GENIE CIVIL, “Recommandations pour emploi des Betons autoplacants ”, 2008.
- [5] SEDRAN T, DE LARRARD F, “Manuel d'utilisation de RENE-LCPC, Logiciel d'optimisation granulaire ”, version 6.1d. LCPC, 2000.
- [6] DHONDE HB, YO MO, TCC HSU, VOGEL J, “Fresh and hardened properties of selfconsolidating fiber reinforced concrete”, *ACI Mater J*, 104:491–500, 2007.
- [7] KHAYAT K H, “Workability, Testing, and Performance of Self-Consolidating Concrete”, *ACI Materials Journal*, V. 96, No. 3, May-June 1999.
- [8] OZAWA K, MAEKAWA K, OKAMURA H, “The high performance concrete with high filling capacity”, *Proceeding of the international symposium on admixtures for concrete*, Held by RILM, Barcelone.p 51-62.
- [9] GROTH P, “Steel Fiber Reinforced SCC, Final report of task 6”, Brite Euram project (BE 96-3801) - Rational production and improved working environment through using SCC, Doc. No.: RT6-v1.doc, 2000.
- [10] TRUDEL A, « Maniabilité, Uniformité et Comportement Structural du Béton Autonivelant à Haute Performance », *Mémoire de Maîtrise ès Sciences*

Appliquées, Spécialité : Génie Civil. Université de Sherbrooke, CANADA, Avril, 1996.

[11] SEDRAN T, « Les Bétons Autonivelants (BAN) », Synthèse Bibliographique, Bull. Liaison Lobo. P et Ch. -196 -, Réf. 3889 mars-avr, 1995.

[12] TURCRY P, LOUKILI A, « Différentes approches pour la formulation des bétons autoplaçants », influence sur les caractéristiques rhéologiques et mécaniques, Revue française de Génie Civil, vol. 7, n° 4, 2003.

[13] “SPECIFICATION AND GUIDELINES FOR SELF – COMPACTING CONCRETE”. EFNARC, February 2002.

[14] ASSOCIATION FRANÇAISE DE GENIE CIVIL “Bétons auto-plaçants ”, Recommandations provisoires, Documents scientifiques et techniques, juillet 2000.

[15] NF P 18-406 relative aux essais de compression des bétons.

[16] COLLECTION TECHNIQUE CIM-BÉTON, « Les bétons :formulation, fabrication et mise en oeuvre » chapitre 3 ; Tome II., Ecole Française du Béton, pp: 96-109.

[17] ROSSI P, HARROUCHE N, “Mix design and mechanical behavior of some steel-fiber-reinforced concretes used in reinforced concrete structures”, Materials and Structures, Vol. 23, pp. 256-266, 1990.

[18] GRÜNEWALD S, “Performance-based design of self-compacting fiber reinforced concrete “, these de doctorat, University Darmstadt, Allemagne.

[19] ROSSI P. « Les bétons de fibres métalliques » Ponts et Chaussées, 309P. Paris 1998.

[20] PEIFFER G. « Les composites à matrice cimentaire renforcés de fibres FIBRAFLEX » Documentation du Centre de Recherche de Pont à Mousson. 1991.

[21] PEIFFER G. « Mechanical effectiveness ribbon-shaped fibers when used in fibers reinforced concrete ». Centre de Recherche de Pont à Mousson. 1991.

[22] BENTUR A., MINDESS S. « Fibers reinforced cementous composites » N°2, Vol3 P440-449 ELSEVIER 1990.

[23] CHEN L, MINDESS S, MORGAN D R., SHAH S P, JOHNSTON C D, PIGEON M. (1995) “Comparative Toughness Testing of Fiber Reinforced Concrete”, ACI, SP-155, Editors, STEVENS D J, BANTHIA N, GOPALARATHAM V S, TATNALL P C, Michigan, p 41-69.

- [24] KHAYAT K.H, ROUSSEL Y (Jul., 2000) “Testing and Performance of Fiber-Reinforced Self-Consolidating Concrete”, *Materials and Structures Journal*, vol. 33, p. 391-397.
- [25] MUELLER T, and HOLSCHEMACHER, K., (Jun., 2009) “Self-compacting Steel Fibre Reinforced Concrete – A Study about the Influence of Fibre Content and Concrete Composition”, 2nd International RILEM Symposium on Design, Performance and Use of Self- Consolidating Concrete SCC’2009, China, Edition Shi, C.; Yu, Z.; Khayat, K.H.; and Yan, P. p. 152-161.
- [26] GAO J, SUN W, MORINO K. (1997) “Mechanical Properties of Steel Fiber-Reinforced High-Strength, Lightweight Concrete”, *Cement and Concrete Composites*, vol. 19, n° 4, p. 307- 313.
- [27] YADEGARAN I, MAHOUTIAN M., SHEKARCHI M, LIBRE N A. (2007) “Effect of Polypropylene Fibers on Shrinkage of Self-Compacting Concrete”, 5th International RILEM Symposium on SCC, Ghent, Belgium vol. 2, p. 707-713.
- [28] DREUX J, FESTA, J. (Mai, 2002) « Nouveau Guide du Béton et de ses Constituants », 8° édition, Eyrolles, Paris, France.
- [29] SAHMARAN M, YURTSEVEN A, YAMAN I.-O. (Dec., 2005) “Workability of Hybrid Fiber Reinforced Self-Compacting Concrete”, *Building and Environment Journal*, vol. 40, n° 12, p.1672–1677.
- [30] BANTHIA N, DUBEY A (2000a) “Measurement of Flexural Toughness of Fiber-Reinforced Concrete Using a Novel Technique”—Part 2: Performance of Various Composites, *ACI Materials Journal*, vol. 97, n° 1, p. 3-11.
- [31] ZHANG M H, CHEVRIER R L, MALHOTRA V M, MIRZA J (1997.) “Use of High- Volume Fly Ash in Polypropylene Fiber-Reinforced Concrete for Shotcrete Applications” *CANMET - Durability of concrete*, Proceedings 4th International Conference, MALHOTRA V. M., Sydney, Australia, p. 681-722.
- [32] AHMAD S H, SHAH S.P (Nov, 1982) “Stress-Strain Curves of Concrete Confined by Spiral Reinforcement”, *ACI Journal*, vol. 79, n° 6, p. 484-490.
- [33] BALAGURU P N, SHAH S P (1992) “Fiber Reinforced Cement Composites”, McGraw-Hill, Inc., 530 p.
- [34] LUO X, SUN W, CHAN S Y N (Apr., 2001) “Steel Fiber Reinforced High-Performance Concrete: a Study on the Mechanical Properties and Resistance Against Impact”, *Materials and Structures*, vol. 34, n° 3, p. 144-149.

- [35] RACHID BERBAOUI, (Identification et Analyse de l'endommagement par Fatigue des Matériaux Granulaires a Base Polymère), Thèse de Doctorat de l'université du Maine Soutenu le 21 Janvier 2010
- [36] BERNARD O., 2000. "Comportement à long terme des éléments de structure formés de bétons d'âges différents." Thèse de Doctorat, EPFL, Lausanne, Suisse
- [37] LOFGREN I., -Fibre-reinforced Concrete for Industrial Construction - à fracture mechanics approach to material testing and structural analysis, PhD-thesis, Department of Civil and Environmental Engineering Structural Engineering, Chalmers University of Technology Göteborg, Sweden,(2005)
- [38] CASANOVA P. « Bétons renforcés de fibres métalliques : du matériau à la structure » Thèse de doctorat de l'ENPC 203p- Soutenu le 06/12/1996.
- [39] VIERA M., BITENCOURT A., « Deformability of hardened self-compacting concrete » International Symposium on Self-Compacting Concrete. PP 637-644 Reykjavik (Pologne) 2003.
- [40] ASSIE S., ESCADEILLAS G., MARCHESE G., « Durability of Self-Compacting Concrete » International Symposium on Self-Compacting Concrete. PP 655-670 Reykjavic (Pologne) 2003.
- [41] PROUST E., PONS G., ASSIE S., « Creep and shrinkage of self-compacting concrete » International Symposium on Self-Compacting Concrete. PP 645-654 Reykjavic (Pologne) 2003.
- [42] VITEK J.L., « Long term deformation of self-compacting concrete » International Symposium on Self-Compacting Concrete. PP 663-671 Reykjavic (Pologne) 2003.
- [43] CHOPIN D., FRANCY O., LEBOURGEOIS S., ROUGEAU P., « Creep and shrinkage of heat-cured self-compacting concrete » International Symposium on Self-Compacting Concrete. PP 672-683 Reykjavic (Pologne) 2003.
- [44] BAÜML M.F, WITTMANN F.H., « Improved durability of self-compacting concrete by addition of fibers » 2nd International Symposium on self-compacting concrete. PP 527-536 Tokyo 2001.
- [45] JOHANSEN K. HAMMER T.A. « Drying shrinkage of Norwegian self-compacting concrete » Site Internet : NORDIC CONCRETE RESEARCH : 2003.
- [46] HEIRMA G., VANDEWALLE L. « The Influence of Fillers on the Properties of Self-Compacting Concrete in Fresh and Hardened State » International Symposium on Self-Compacting Concrete. PP 606-618 Reykjavic (Pologne) 2003.

- [47] KLUG I., HOLCHMACHER K., « Comparison of the hardened properties of selfcompacting and normal vibrated concrete, rheological measurements on fiber reinforced selfcompacting concrete. » International Symposium on Self-Compacting Concrete. PP 596-605 Reykjavic (Pologne) 2003.
- [48] PONS G. « Synthèse des travaux récents sur le comportement mécanique instantané et différé des BAP » Projet National, 6p, 2003.
- [49] GROTH P., NEMEGEER D., « The use of steel fibers in self-compacting concrete. » 1st RILEM International symposium of self-compacting concrete. Pp 497-507 Stockholm 1999.
- [50] CEBTP. « Formulation des Bétons autoplaçants : Synthèse bibliographique, Rapport n° 004/98 006 pp 1-15. 1998.
- [51] AMBOISE J., PERA J., ROLS S. « Les bétons autonivelants », Annales du bâtiment et des travaux publics. N°1 Jan 1997.
- [52] KHAYAT K.H., ROUSSEL Y., « Testing and performance of fiber-reinforced selfcompacting concrete. » 1st RILEM International symposium of self-compacting concrete. Pp 509-521 Stockholm 1999.
- [53] GRUNWALD S., WALRAVEN J., « Maximum content of steel fibers in selfcompacting.» 2nd International Symposium on self-compacting concrete. PP 127-136 Tokyo 2001.
- [54] GRUNWALD S., WALRAVEN J « Rheological study on the workability on fiberreinforced mortar. » 2nd International Symposium on self-compacting concrete. PP 137-146 Tokyo 2001.
- [55] GRUNWALD S., WALRAVEN J « Rheological measurements on self-compacting fiber reinforced concrete. » 3rd International symposium on self-compacting concrete. Pp 48-58, Reykjavik (pologne) 2003.
- [56] Boukni Bariza, tenue au Feu des Bétons Autoplaçants, Mémoire de Magister Université Mentouri Constantine, Décembre 2007
- [57] Youcef Fritih, Apport d'un renfort de Fibres sur le comportement d'éléments en Béton autoplaçant armé Thèse de Doctorat de L'université de Toulouse ,08 Juillet 2009
- [58] COTTERELL B, AI Y W, "Fracture Mechanics of Cementitious Materials", Blackie Academic & Professionall, London/Chapman and Hall, p. 294, 1996.

- [59] GRÜNEWALD, S. (2004) Performance-Based Design of Self-Compacting Fiber Reinforced Concrete, Ph. D. thesis, Delft University of Technology, Netherlands, 165 p.
- [60] GRÜNEWALD, S., WALRAVEN, J. C. (2001) 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, p. 1793-1798.
- [61] KASSIMI, F. (Sep., 2008) Optimisation and Mechanical and Structural Performance of Fiber-Reinforced Self-Consolidating Concrete, M.Sc.A memory (in French), Université deSherbroke, Sherbrooke, Québec, Canada, 205 p.
- [62] CHANVILLARD G, “ Analyse expérimentale et modélisation micromécanique du comportement des fibres d’acier tréfilées ”, ancrées dans une matrice cimentaire. Etudes et Recherches des LPC, série Ouvrages d’art, OA12, 1993.
- [63] Hanaa Fares. Thèse de doctorat en Génie Civil «Propriétés mécaniques et physico-chimiques de bétons autoplaçants exposés à une température élevée»,Ecole Doctorale Sciences et Ingénierie Université de Cergy-Pontoise, le 07 Décembre 2009
- [64] TOUKAL Abd Ennour,2010 « influence du taux de chargement sur la caractérisation non destructif du béton par ultrason » Mémoire de Master, Université de M'hamed BOUGARA de BOUMERDACE.
- [65] C.N.E.R.I.B, 2004 « Cycle de formation 2004 ».
- [66] BENCHERAI Said,2007 « Étude des techniques de renforcement des structures en béton arme contreventées par portiques auto stables »Mémoire de Master, Université Abd Errahmane MIRA de Béjaia.
- [67] CHEKROUNMathieu,2008 «Caractérisation mécanique des premiers centimètres du béton avec des ondes de surface»Thèse de Doctorat,École Centrale de Nantes.
- [68] J.S. Popovics, sino dato « Determination of elastic constants of a concrete specimen using transient elastic waves» Thèse de Doctorat, sino loco.
- [69] «Auscultation sonique: Mesure du temps de propagation d'ondes soniques dans le béton»P18-418 ,1989.
- [70] BOUDINA Ridha et LOURADI AbdElouahab,2012 « Proposition d'un modèle de corrélation entre les essais non destructifs et les essais d'écrasement

d'un béton fabriqué dans les conditions locales. »Mémoire de Master,Centre Universitaire de Bordj Bou Arreridj.

[71] F.Gabrysiak, sino dato « Les bétons : Chapitre 04 », Ecole polytechnique fédérale de LAUSANE, institut des matériaux.

[72] « Mesure de dureté de surface par rebondissement à l'aide d'un scléromètre », P18, 417, 1989

[73] BELARIBI.W, 2007 « Evaluation de la qualité du béton de fibre par les essais non destructifs (méthode combinée ultrasons et scléromètre) » Thèse de Magistère, Biskra.

[74] BREYSSE.D et ABRAHAM.O,2005 « Méthodologie d'évaluation non destructive de l'état d'altération des ouvrages en bétons » Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.

[75] JEAN FESTA – GEARGES DREUX, 2007 : « Nouveau guide des bétons », livre, Huitième édition 1998, Troisième tirage.

[76] DEGHEFEL MOUSSA, 2010« Application de l'essai de dureté pour la caractérisation du béton »,Mémoire de Magistère, Université de M'SILA.

[77] DJEBRI NOURA, 2018« Formulation et caractérisation d'un béton autoplaçant fibré à base de matériaux locaux exposé aux hautes températures »,Thèse de Doctorat, Université de M'SILA.

Annexes

Annexes :

NOTICE TECHNIQUE

2 1 1 6

MEDAFAC

Fibres d'acier pour béton

DESCRIPTION

MEDAFAC est une fibre d'acier ondulée ses caractéristiques techniques lui permettent d'améliorer les résistances mécanique du béton

DOMAINES D'APPLICATION

- Dallage industriel
- Parking
- Atelier mécanique

PROPRIÉTÉS

Grâce à ses propriétés le MEDAFAC permet :

- D'augmenter les résistances mécaniques surtout en flexion
- Très bonne résistance à l'abrasion

CARACTÉRISTIQUES

- Longueur 50 mm
- Largeur 2 mm
- Densité(apparente)1,05

MODE D'EMPLOI

L'introduction des fibres MEDAFAC se fait :

- Soit dans la centrale à béton avec les agrégats ou en fin de mélange
- Soit dans le camion malaxeur sur chantier avec un malaxage supplémentaire de quelques minutes à grande vitesse.
- Soit dans la bétonnière sur chantier, avec un malaxage supplémentaire de quelques minutes.

Dans tous les cas, veiller à garantir une parfaite homogénéité du mélange béton - fibres.

Mise en place du béton :

Une bonne homogénéité du matériau est nécessaire

pour lui garantir son efficacité et le mode de vibration dépend essentiellement du type de béton utilisé.

Finition :

Dans le cas où la surface du béton reste brute, une attention particulière sera portée au talochage manuel ou mécanique afin que toutes les fibres soient réintégrées dans la matrice béton.

Les autres finitions traditionnelles (saupoudrage, chape incorporée ou rapportée) ne nécessitent aucune précaution particulière.

Un produit de cure MEDACURE doit être appliqué sur la surface finie du dallage afin d'éviter un séchage trop rapide du matériau.

DOSAGE

Le dosage de fibres MEDAFAC à utiliser peut varier de 20 à 40 kg/m³.

Le dosage optimal doit être déterminé en fonction du type de béton et des effets recherchés.

CONDITIONNEMENT ET STOCKAGE

Les fibres d'acier MEDAFAC sont conditionnées en cartons de 20 ou 25 kg et se conservent environ trois années à l'abri de l'humidité.

PRÉCAUTIONS D'EMPLOI

Manipulation non dangereuse.

Se référer à la Fiche de Données de Sécurité disponible sur : www.granitex-dz.com

Les renseignements donnés dans cette notice sont basés sur notre connaissance et notre expérience à ce jour. Il est recommandé de procéder à des essais de conformance pour déterminer la fourchette d'utilisation tenant compte des conditions réelles de chantier.

MEDAPLAST SP 40

Conforme à la norme EN 934-2 Tab 1, 3.1
et 3.2, NA 774

Super plastifiant - haut réducteur d'eau

DESCRIPTION

Le **MEDAPLAST SP 40** est un superplastifiant haut réducteur d'eau permettant d'obtenir des bétons et mortiers de très haute qualité.

En plus de sa fonction principale de superplastifiant, il permet de diminuer considérablement la teneur en eau du béton.

DOMAINES D'APPLICATION

- Bétons à hautes performances
- Bétons pompés
- Bétons précontraints
- Bétons architecturaux
- Bétons extrudés
- Bétons BCR

PROPRIÉTÉS

Grâce à ses propriétés le **MEDAPLAST SP 40** permet :

Sur béton frais :

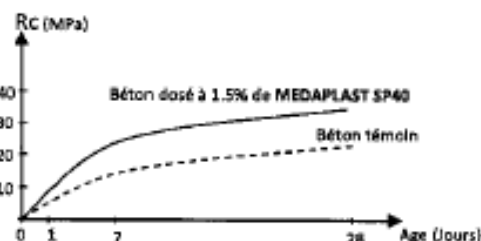
- Améliorer la fluidité
- Augmenter la maniabilité
- Réduire l'eau de gâchage
- Éviter la ségrégation
- faciliter la mise en œuvre du béton

Sur béton durci :

- Augmenter les résistances mécaniques même à jeune âge
- Diminuer la porosité
- Augmenter la durabilité
- Diminuer le retrait

CARACTÉRISTIQUES

- Aspect Liquide
- Couleur Marron
- pH 8,2
- Densité $1,20 \pm 0,01$
- Teneur en chlore < 1g/L
- Extrait sec 40%



Evolution des résistances en compression

MODE D'EMPLOI

Le **MEDAPLAST SP 40** est introduit dans l'eau de gâchage.

Il est recommandé d'ajouter l'adjuvant dans le béton après que 50 à 70% de l'eau de gâchage ait été introduite.

DOSAGE

Plage de dosage recommandée :

0,6% à 2,5% du poids de ciment soit 0,5L à 2L pour 100 kg de ciment

Le dosage optimal doit être déterminé sur chantier en fonction du type de béton et des effets recherchés.

CONDITIONNEMENT ET STOCKAGE

Le **MEDAPLAST SP 40** est conditionné en bidons de 12Kg, fûts de 270 kg et cubitenaire de 1200 kg.

Délai de conservation :

Une année emballage d'origine, à l'abri du gel et de la chaleur ($5^{\circ}\text{C} < t < 35^{\circ}\text{C}$).

PRÉCAUTIONS D'EMPLOI

Manipulation non dangereuse.

Se référer à la Fiche de Données de Sécurité disponible sur : www.granitex-dz.com

PV d'essais conforme aux normes, établi par le CNERIB en Janvier 2007.

Les renseignements donnés dans cette notice sont basés sur notre connaissance et notre expérience à ce jour. Il est recommandé de procéder à des essais de convenance pour déterminer la fourchette d'utilisation tenant compte des conditions réelles de chantier.



Granitex

Zone Industrielle Oued Smar - BP85 Oued Smar - 16270 Alger

Tél: (213) 021 51 66 81 & 82

Fax: (213) 021 51 64 22 & 021 51 65 23

www.granitex-dz.com - E-mail: granitex@granitex-dz.com

