

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE POPULAIRE ET DÉMOCRATIQUE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET
DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTÉ DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DÉPARTEMENT GENIE-CIVIL



THÈSE DE DOCTORAT EN GENIE CIVIL
OPTION : STRUCTURES

Présentée par :

M^{me} HERMIME Hassiba ép. BELHOCINE

THÈME

**Caractérisation expérimentale et numérique du béton
autoplaçant « Utilisation des déchets de construction »**

Devant le Jury composé de :

MEHADDENE Rachid
BOUAFIA Youcef
ZERIZER Abdellatif
DERRADJ Mohamed
KADRI Mohammed

Professeur, UMMTO
Professeur, UMMTO
Professeur, UMBB
Maître de Conférences, UMMTO
Professeur, UMBB

Président
Rapporteur
Examineur
Examineur
Examineur

Soutenue, le : 06 /06 /2016

REMERCIEMENTS

Je tiens tout d'abord à exprimer ma profonde gratitude et mes remerciements les plus sincères à mon Encadreur le professeur BOUAFIA Youcef pour son implication, ainsi que le partage de ses connaissances, de ses expériences et de ses précieux conseils qui m'auront permis, en plus de mener à bien ce travail.

Mes sincères remerciements vont vers les membres de jury ma soutenance de thèse :

- Monsieur MEHADDENE Rachid, Professeur à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, qui a accepté de présider le jury de ma soutenance de doctorat.
- Monsieur ZERIZER Abdellatif, Professeur à l'université de boumerdes, qui a accepté d'être l'un des examinateurs de ma thèse de doctorat.
- Monsieur DERRADJ Moahammed, maîtres de conférences classe (A) à l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, qui a accepté d'être un membre de jury de ma soutenance de thèse.
- Monsieur KADRI Moahammed, Professeur à l'université de boumerdes, qui a accepté d'être l'un des examinateurs de ma thèse de doctorat.

Je remercie vivement Mr DJEBALIS, pour son aide et les moyens qu'il a mis à ma disposition pour pouvoir réaliser ce travail.

Je souhaite également remercier l'ensemble des personnes avec qui j'ai pu échanger au cours de cette thèse, et qui ont contribué, à leur manière à l'élaboration de ce manuscrit : Amel, daya, dhaouia, fouzia, Linda, Mounique, Naima, ouarda, Rbiha, Sarah.

Je voudrai également remercier les responsables de laboratoire de Génie-Civil, en particulier monsieur BOUHRAOUA Rachid, pour son aide précieuse et son encouragement. Merci aussi à Monsieur Mamou.

A titre plus personnel, je pense aussi fortement à mes parents qui m'ont donné la chance de faire de longues études et qui m'ont apporté un soutien durant toute ma scolarité et qui malheureusement mon quitter très tôt. Pour tout cela, je les remercie très chaleureusement, que Dieu leur accorde sa miséricorde Inchallah.

Enfin, un immense merci à toi, Riad, pour ton soutien quotidien qui aura joué un rôle majeur sur ma motivation dans les moments difficiles pour aller jusqu'au bout de ce projet.

Dédicaces

*A Mes Très Chers Petits
Poussins Mohamed-ali et Iliane :*

*C'est à vous mes adorables anges
que maman
dédie ce travail pour vous dire que
vous resterez pour toujours le rayon
du soleil qui égaye ma vie.
Je vous aime*

TABLE DES MATIERES

Résumé	I
Abstract	2
Introduction générale	3
PARTIE I : Etude bibliographique.....	5
Chapitre I : Béton autoplaçant : connaissance actuelle	6
I.1. Introduction	6
I.2. Propriétés des BAP à l'état frais.....	8
I.2.1. Propriétés.....	8
I.2.1.1. Le remplissage	8
I.2.1.2. La résistance à la ségrégation	9
I.2.1.3. La capacité de passage	9
I.2.2. Caractérisation des BAP.....	11
I.2.2.1. Essais de fluidité	11
I.2.2.2. Ségrégation dynamique	13
I.2.2.3. Essais de ségrégation statique	14
I.2.2.4. Ressuage [II]	16
I.3. Méthode de formulation pratique des BAP	17
I.3.1. Approche japonaise.....	17
I.3.2. Approche CBI (suédoise)	18
I.3.3. Approche LCPC	18
I.4. Propriétés des BAP à l'état durci	19
I.4.1. Propriétés mécaniques.....	19
I.4.1.1. Résistance mécanique	19
I.4.1.2. Module d'élasticité statique (en compression)	20
I.4.1.3. Retrait au jeune âge (0-24 heures)	20
I.4.1.4. Retrait à l'état durci	20
I.4.1.5. Déformations et fluage	20
I.4.2. Propriétés physico-chimiques	21
I.5. Fabrication, transport et mise en place des BAP.....	21
I.5.1. Fabrication des BAP	21

I.5.2. Transport des BAP	21
I.5.3. Mise en place des BAP	22
Chapitre2 : Constituants des Bétons Autoplaçants	23
2.1. Introduction.....	23
2.2. Ciment.....	24
2.3. Additions minérales	24
2.3.1. Avantages économiques et environnementaux.....	25
2.3.2. Avantages techniques.....	25
2.3.3. Influence sur l'écoulement.....	25
2.4. Filler calcaire.....	26
2.5. Granulats	27
2.6. Concentration volumique en solides	28
2.7. Superplastifiants.....	28
2.7.1. Propriétés.....	28
2.7.2. Mécanismes d'action	29
2.7.3. Influence sur l'écoulement	30
2.8. Agents de viscosité	31
2.8.1. Propriétés et mécanismes d'actions.....	31
2.9. Eau	32
2.10. Interactions entre constituants.....	32
Conclusion de la partie bibliographie.....	36
 PARTIE II : Caractérisation expérimentale et numérique des BAP.....	37
Chapitre 3 : Méthodologie expérimentale	38
3.1. Les matériaux	39
3.1.1. Le Ciment.....	39
3.1.2. Les additions minérales	40
3.1.3. L'adjuvant (Superplastifiant)	42
3.1.4. Les granulats	43
3.2. Formulation des bétons.....	45
3.2.1. Formulation du béton ordinaire	45
3.2.2. Formulation des bétons autoplaçants	51
3.3. Fabrication et caractérisation à l'état frais	54
3.3.1. Fabrication	54
3.3.2. Conservation des éprouvettes	54

Chapitre 4 : Caractérisation des Béton à l'état frais et à l'état durci.....	56
4.1. Caractérisation à l'état frais	57
4.1.1. Essai d'étalement (BAP) ou d'affaissement (BO)	57
4.1.2. Essai de la boîte en « L ».....	58
4.1.3. Essai de stabilité au tamis	59
4.2. Essai sur béton durci	61
4.2.1. Essai de compression uniaxiale(NF P 18-406)	61
4.2.2. Discussion des résultats en compression.....	67
4.2.3. Essai de traction directe	68
4.2.4. Essai de traction par flexion.....	71
4.2.5. Essai de fendage diamétral d'une éprouvette cylindrique	72
4.2.6. Discussion des résultats en traction	74
Chapitre 5: Comportement des poutres armé à l'effort tranchant.....	81
5.1. Modes de transmission de l'effort tranchant dans les éléments fissurés en béton armé.....	82
5.2. Influence de l'armature transversale	85
5.3. Principes de dimensionnement des éléments en béton armé soumis aux efforts tranchants.....	85
5.3.1. Théorie classique de l'effort tranchant.....	85
5.3.2. Le BAEL 91	87
5.3.3. Le BPEL 90.....	87
5.3.4. Modèle empirique de KORDINA	87
5.3.5. Formulation simplifiée de CEB	89
5.4. Essais sur poutres soumises à l'effort tranchant.....	89
5.4.1. Présentation de l'essai de flexion 4 points.....	89
5.4.2. Confection des poutres et du ferrailage	90
5.5. Calcul prédictif de l'effort tranchant.....	91
5.6. Résultats et discussions	93
Conclusion sur la caractérisation expérimentale et numérique des BAP	98
Conclusion générale.....	100
ANNEXES	
ANNEXE 1 : Essais au laboratoire	
ANNEXE 2 : Résultats des différents essais de caractérisation	
ANNEXE 3 : Notices techniques	
ANNEXE 4 : Essais sur béton frais	

LISTE DES FIGURES

Fig.I.1 représentation en plan d'un blocage de granulats à travers deux armatures.....	9
Fig. I.2 essai d'étalement	11
Fig.I.3 Anneau d'armatures (J-Ring)	12
Figure I.4 boîte en L	13
Fig. I.5 Schématisation de l'essai du tube en U.....	14
Fig.I.6 Essai de la stabilité au tamis	15
Fig.I.7 essai de la colonne.....	16
Fig. I.8 Essai de ressuage à l'aéromètre.....	16
Fig.2.1 effet du dosage en filler calcaire sur l'écoulement en fonction du rapport E/C du mortier	26
Fig.2.2 Répulsion électrostatique entre deux particules de ciment.....	29
Fig.2.3 Particules de ciments recouvertes de polymères à fort encombrement stérique....	30
Fig.3.1 Déchets de brique	40
Fig.3.2- La poudre de marbre utilisé	41
Fig.3.3 Le Tuf utilisé	42
Fig.3.4 Courbes granulaires des trois granulats	43
Fig.3.5 Abaque permettant la détermination du dosage en ciment	47
Fig.3.6 Courbes granulaires des trois granulats, la courbe brisée, avec les lignes de partage	49
Fig.4.1 Essai d'étalement	57
Fig.4.2 Essai de la boîte en L	58
Fig.4.3 Essai de stabilité au tamis.....	59
Fig.4.4 Eprouvettes d'essai	61
Fig.4.5 Presse utilisée pour la compression.....	61
Fig.4.6 Comportement du béton en compression selon Sargin	63

Fig.4.7 Confrontation de la courbe contrainte-déformation du modèle de Sargin avec la courbe expérimentale de BO	65
Fig.4.8 Confrontation de la courbe contrainte-déformation du modèle de Sargin avec la courbe expérimentale de BAPI	66
Fig.4.9 Confrontation de la courbe contrainte-déformation du modèle de Sargin avec la courbe expérimentale du BAP 2	66
Fig.4.10 Confrontation de la courbe contrainte-déformation du modèle de Sargin avec la courbe expérimentale du BAP 3	68
Fig.4.11 Résistances à la compression des différents bétons étudiés	69
Fig.4.12 Presse hydraulique Ibertest.....	69
Fig.4.13 Dispositif d'ancrage	70
Fig.4.14 Forme et dimensions de l'éprouvette de traction directe.....	70
Fig.4.15 Essai de traction directe	70
Fig.4.16 Rupture de l'éprouvette	70
Fig.4.17 Surface de rupture	70
Fig.4.18: Essai de traction par flexion	72
Fig.4.19 Essai de traction par fendage	73
Fig.4.20 Courbe contrainte –déformation pour le béton témoin.....	74
Fig.4.21 Courbe contrainte –déformation pour le BAPI.....	74
Fig.4.22 Courbe contrainte –déformation pour le BAP2.....	75
Fig.4.23 Courbe contrainte –déformation pour le BAP3.....	75
Fig.4.24 Superposition des courbes Contrainte-Déplacement des essais de traction.....	76
Fig.4.25 Résistances à la traction directe	77
Fig.4.26 Comparaison des résistances à la traction directe, traction par flexion et fendage pour chaque béton confectionné.....	78
Fig. 5.1: Fissuration dans les poutres en béton armé fléchies	82
Fig. 5.2: Engrènement des granulats entre les lèvres de la fissure critique	83
Fig. 5.3: Modes de transmission de l'effort tranchant dans les éléments en béton armé flexionnelle.....	84

Fig. 5.4: Modes de transmission de l'effort tranchant dans les éléments en béton armé fissurés.....	84
Fig. 5.5: Renforcement des modes de transmission de l'effort tranchant donnée par la présence de l'armature transversale.....	85
Fig. 5.6: Dispositif d'essai de flexion à quatre points.....	90
Fig5. 7: poutres utilisées	90
Fig5. 8: Ferrailage adopté	91
Fig5. 9: Schéma de ferrailage et chargement	91
Fig5. 10: Diagramme force-déplacement	94
Fig5. 11: Superposition des diagrammes force-déplacement des différents bétons.....	95
Fig5. 12: Résultats d'essai de rupture à l'effort tranchant.....	96

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 Propriétés d'ouvrabilité des BAP	10
Tableau 2.1 Rôles des principaux paramètres dans l'écoulement et la formulation des BAP	34
Tableau 3.1 Composition minéralogique et les principales caractéristiques physiques du ciment	39
Tableau 3.2 Composition chimique du déchet de brique broyé.....	40
Tableau 3.3 Quelques caractéristiques de déchet de brique broyé	41
Tableau 3.4 Caractéristiques de déchet de marbre	41
Tableau 3.5 Quelques caractéristiques du Tuf	42
Tableau 3.6 Quelques caractéristiques de MEDAPLAST 40	42
Tableau 3.7 Masse volumique apparente et absolue des granulats	44
Tableau 3.8 Résultats de l'absorption	44
Tableau 3.9 Module de finesse du sable	45
Tableau 3.10 Valeur de l'équivalent de sable	45
Tableau 3.11 Valeurs approximatives du coefficient granulaire G	46
Tableau 3.12 Composition volumique et pondéral du béton vibré pour 1m^3	50
Tableau 3.13 Composition du béton autoplaçant avec ajout de poudre de marbre	52
Tableau 3.14 Composition du béton autoplaçant avec ajout de Tuf	52
Tableau 3.15 Composition du béton autoplaçant avec ajout de déchet de brique	53
Tableau 3.16 Composition des différents bétons pour 1m^3	53
Tableau 4.1 Résultats de l'essai au cône d'Abrams	57
Tableau 4.2 Résultats de la boîte en « L »	59
Tableau 4.3 Résultats de l'essai de stabilité au tamis.....	60
Tableau 4.4 Tableau récapitulatif des résultats d'essais à l'état frais des BAP	60
Tableau 4.5 Résultats d'essai de compression sur les bétons étudiés.....	62

Tableau 4.6 Valeurs des résistances pour les essais de traction	73
Tableau 5.1 Résultats de calcul de rupture à la flexion et à l'effort tranchant	92
Tableau 5.2 Résultats d'essai de flexion à 4 points	93
Tableau 5.4 comparaison $V_{\text{uessai}}/V_{\text{ucalcul}}$	94

Résumé

Ce travail porte une étude expérimentale sur la composition et la caractérisation des bétons autoplaçants confectionnés à partir des déchets de construction avec des comparaisons qui ont été faite par apport au béton vibré. Des études sur l'ouvrabilité et la compacité du matériau ont été faites et ce à l'état frais et à l'état durci.

Cinq essais mécaniques différents ont été réalisés : Des essais de compression, de traction directe, de traction par fendage, de traction par flexion 3 points et de rupture en flexion sur 4 points. Tous les résultats d'essais sur les BAP ont montré une augmentation en termes de résistance par apport au BV, sauf pour l'essai de traction directe qui a donné des valeurs légèrement inférieure.

Les BAP améliorent notablement la charge de rupture et donne de meilleures performances mécaniques.

Mots clés: béton autoplaçant - valorisation des déchets- formulation- essais mécaniques - rupture - effort tranchant.

Abstract

This work carries an experimental study on the composition and the characterization of the self-compacting concretes made starting from waste of construction with comparisons which were made by contribution with the vibrated concrete. Studies on the workability and the compactness of material were made and this in a fresh state and a hardened state.

Five different mechanical tests were performed: compression, direct tensile, splitting tensile, 3 points bending and failure to the shear force. Confrontations of the test results compared to formulas for calculating the shear force were realized. All the test results showed an increase in terms of resistance for SCC contribution to the VC, except the direct tensile test which gave values slightly lower.

The SCC improves the failure load notably and gives better mechanical performances.

Keywords: self-compacting concrete - recovery of the waste - formulation - mechanical tests- failure - shear force.

Introduction générale

Les bétons autoplaçant (BAP) suscitent actuellement un intérêt grandissant. Ces matériaux apparus vers le milieu des années 80 au Japon par Les chercheurs de l'université de Tokyo [64] [66], et jusqu'à maintenant ils ne font pas encore l'objet de méthodes de formulation stabilisées. En effet, pas moins de six exigences relatives au béton frais sont nécessaires pour les optimiser, sans compter les spécifications relatives au béton durci [17], le béton autoplaçant est un béton fluide de haute performance il se met en place sans apport de vibration sous l'effet de son propre poids de manière à limiter le risque de ségrégation même dans les éléments de structure de grande teneur en renfort en acier [68-90].

Depuis, les grands groupes industriels japonais (Taisei, Kajima, Obayashi, etc.) ont commercialisé les BAP vu les intérêts technico-économiques qu'ils présentent :

- Une diminution du temps du personnel lors de la mise en place du béton en chantier.
- Obtention d'une meilleure qualité du béton, in-situ, pratiquement indépendante du savoir-faire des ouvriers durant la réalisation.

Les BAP présentent d'autres avantages qui sont à l'origine de leur développement croissant :

- Offre de garantie de résultats en matière de qualité de parement brut. Cet avantage est difficile à évaluer économiquement. Il faut, toutefois, noter qu'il évite tous les travaux et toutes les dépenses liées aux reprises et aux ragréages, ce qui n'est pas négligeable.
- Possibilité de réaliser des structures des formes hypercomplexes. Les architectes et les maîtres d'ouvrage sont très friands de ce genre de nouveautés qui leur offre des possibilités de créativité extraordinaires.
- Bonne pompabilité permettant le transport sur de plus longues distances, mais aussi et surtout l'injection du béton dans le coffrage, ce qui va dans le sens d'une amélioration de qualité des parements. L'injection du béton par pompage au pied des coffrages a pour conséquence de chasser l'air vers le haut, supprimant ainsi quasiment les risques de bullage sur les parements.

Cependant, malgré les aspects intéressants qu'ils proposent, en particulier à l'état frais, et leur utilisation en constante augmentation, les BAP ne disposent encore de recul

nécessaire et suffisant pour être acceptés par tous les maîtres d'ouvrage et maîtres d'œuvre ce qui limite encore leur diffusion.

La thèse consiste en l'étude de la formulation de ce type de béton ainsi qu'une expertise sur certaines de ces propriétés à l'état frais et durci ont été effectués.

- La première partie présente une synthèse bibliographique sur le matériau, les différentes approches et méthodes élaborées pour sa formulation et les différentes techniques permettant sa caractérisation. Les méthodes et techniques d'essais les plus utilisés pour la caractérisation des BAP à l'état frais ont été présentés. Le matériau étant d'apparition récente, il n'existe pas encore d'essais normalisés, ce qui a fait que le nombre d'essais publiés est presque égal au nombre d'équipes de recherche qui existe dans le domaine. Chaque laboratoire a confectionné une procédure, un appareil ou même une technique qui lui est propre.

Il est toutefois important de noter que le "Guide Européen pour les bétons autoplaçants" (The European Guidelines for Self-Compacting Concrete; Spécification, Production and Use) a limité le nombre d'essais recommandés.

Ainsi, nous allons décrire dans cette partie les caractéristiques des différents constituants entrant dans la composition du béton autoplaçant (granulats, ciment, additions minérales, adjuvants et eau), et les paramètres influents.

- La deuxième partie expérimentale ; consacrée à la caractérisation des matériaux disponibles localement issus des carrières (pour les graviers et sable) d'une part, et l'ajout des fines obtenues par broyage des déchets de construction (poudre de marbre, débris de brique broyés et tuf) utilisés pour la confection des bétons mis en œuvre dans le cadre de cette étude. La méthode de formulation ainsi que les compositions retenues pour le béton ordinaire et le BAP y sont mentionnées. Puis, sont détaillés les essais sur bétons à l'état frais et à l'état durci. Une comparaison des résultats par rapport au béton ordinaire et entre les différents BAP est effectuée.

Enfin, on s'attache à l'étude du comportement à la rupture et donc d'une sollicitation plus complexe : l'effort tranchant. Des méthodes de calcul empiriques ont été effectuées pour rendre compte des résultats expérimentaux.

Les conclusions générales clôturent ce travail en synthétisant les principaux résultats sur la comparaison entre BAP, BV du point de vue physique et mécanique. Des perspectives de recherche sont aussi présentées pour continuer à apporter des informations pertinentes sur ces nouveaux matériaux de Génie-Civil.

PARTIE I

ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

Les connaissances acquises depuis l'apparition des BAP et la meilleure maîtrise de toutes les étapes (formulation, fabrication, mise en œuvre et contrôle) sont suffisantes pour permettre l'utilisation de ces bétons dans de nombreuses applications. Certains points restent cependant à améliorer pour en étendre l'emploi.

Le comportement d'un BAP à l'état frais se différencie notablement de celui d'un béton ordinaire. Son ouvrabilité se décline classiquement suivant : sa mobilité en milieu non confiné, sa mobilité en milieu confiné et sa stabilité (vis à vis de la ségrégation et du ressuage) [2]. La formulation d'un tel béton est donc plus complexe que celle d'un béton traditionnel et implique une composition spécifique.

Nous avons choisi de présenter différemment les caractéristiques des BAP et d'aborder la complexité du matériau selon ses trois principales caractéristiques :

- la fluidité
- l'homogénéité
- la robustesse.

Ainsi un résumé des différentes approches de formulation des bétons est retenue, qui explique le nombre important des études de recherche concernant ce matériau innovant

Donc l'analyse bibliographique est rédigée en rappelant la spécification autoplaçant, de l'état frais jusqu'à l'état durci et se termine par la mise en évidence des propriétés responsables de l'écoulement autoplaçant.

CHAPITRE 1

Béton autoplaçant : connaissance actuelle

I.I. Introduction

Le béton autoplaçant BAP est connu comme un béton très fluide, homogène, qui se met en place sous le seul effet de la gravité. Son développement a commencé au Japon à la fin des années 1980 pour des raisons économiques (réduction de la main d'œuvre, rapidité de mise en place) et s'est progressivement répandu dans le reste du monde.

En effet, la qualité de matériau autoplaçant confère au béton plusieurs avantages techniques et socio-économiques par rapport au béton ordinaire [60] :

- Facilité et rapidité dans la mise en œuvre du béton (coulage en un seul point, augmentation du débit de béton pompé).
- Bétonnage en milieux fortement ferraillés.
- Amélioration de la qualité des parements et de l'enrobage des aciers.
- Réalisation d'éléments de forme plus complexe.
- Réduction du coût de la main d'œuvre.
- Absence de systèmes de vibration (intérieurs ou extérieurs) réduisant ainsi les coûts et les nuisances sonores dans et au voisinage du chantier.
- Réduction du temps de bétonnage et des besoins de ragréage.

Certains points restent à surveiller dans l'utilisation du béton autoplaçant :

- Augmentation du coût des matières premières, par la présence des nouveaux adjuvants, et des différentes additions minérales.
- Compatibilité des matériaux.
- Etanchéité des coffrages.

Ce nouveau matériau confère à la structure une qualité au moins équivalente à celle correspondant au béton classique mis en œuvre par vibration, il garantit à la structure la résistance et la durabilité [3]. Par définition, les BAN (Bétons Auto-Nivelant)

constituent une famille de BAP correspondant aux applications horizontales (dallage, plancher...).

Les BAP sont utilisables aussi bien pour la réalisation d'ouvrages horizontaux que verticaux, sur tous les types de chantier, de bâtiments ou de génie civil et pour la réalisation de nombreux produits préfabriqués en béton [14]. Les BAP sont particulièrement adaptés à la réalisation de structures pour lesquelles la mise en œuvre d'un béton classique est délicate.

La réalisation d'un BAP est une opération plus complexe que celle d'un béton ordinaire traditionnel. En effet, il s'agit de combiner un nombre plus élevé de matériaux, opération accompagnée d'éventuels problèmes de compatibilités entre matériaux (ciment - adjuvants).

I.2. Propriétés des BAP à l'état frais

I.2.1. Propriétés

Les bétons ordinaires sont des matériaux qui se mettent en place sous l'effet de sollicitations extérieures ou intérieures telles que la vibration. Les bétons autoplaçants de leur côté se comportent comme des fluides plus ou moins visqueux et se mettent en place sans sollicitation. De ce fait, les deux bétons se comportent de façon très différente. Sur chantier, test d'affaissement au cône d'Abrams est très utile pour caractériser les bétons ordinaires, alors qu'il n'est utilisé que pour mesurer l'étalement de la galette d'un BAP et le temps de passage à une galette intermédiaire de 50 cm de diamètre[46]. Or, un seul test ne suffisant pas à prédire la qualité d'un béton autoplaçant, plusieurs tests ont été développés pour caractériser les propriétés du BAP. Les propriétés générales d'un béton autoplaçant frais sont la fluidité et l'homogénéité. Ces propriétés sont étudiées sur plusieurs aspects, et peuvent se diviser en trois critères mesurables par des tests empiriques : le remplissage, la résistance à la ségrégation, et la capacité de passer à travers les obstacles que nous appellerons capacité de passage [3-78].

I.2.1.1. Le remplissage

Le remplissage du béton, ou la déformabilité, est un critère qui découle directement de sa fluidité. Le béton autoplaçant est capable de remplir les vides et les espaces difficiles dans un milieu confiné, en se déformant sous l'effet de son propre poids, et sans sollicitations (vibrations externe ou interne). Le remplissage est observé sous deux aspects : la capacité de remplissage et la vitesse de remplissage. Le premier aspect est lié à la capacité de déformation du béton, il traduit le pourcentage rempli ou la distance atteinte dans l'espace. Le second est lié à la vitesse de déformation, il traduit ainsi la vitesse d'écoulement du béton. Le test d'étalement au cône d'Abrams donne des indications sur les deux aspects [3], puisque le diamètre final atteint par la galette de béton correspond à la capacité de déformation, et le temps de passage à un certain diamètre (à 50 cm de diamètre par exemple) correspond à la vitesse de la déformation du béton.

En effet, pour que le béton s'écoule bien, il est primordial de réduire les frictions et les frottements existants entre les particules solides (gravier, sable, additions, liant) qui génèrent des contraintes empêchant l'écoulement donc il est nécessaire d'augmenter le volume de pâte (ou diminuer le volume de granulats) pour favoriser l'écoulement du béton [72-85]. La réduction des frictions et frottements entre les particules fines (liant, additions, fines du sable) n'est possible qu'en augmentant le volume d'eau dans le béton. Or une utilisation excessive d'eau diminue considérablement la résistance à la ségrégation, et conduit à des faibles performances mécaniques du béton à l'état durci.

I.2.1.2. La résistance à la ségrégation

La ségrégation d'un mélange correspond à l'absence d'homogénéité dans la distribution des constituants ce qui provoque généralement une séparation de phases solide et liquide ou bien une séparation des phases solides en fonction de leurs dimensions [44-84].

La ségrégation peut donc se manifester dans un béton de façons différentes, comme la séparation entre la pâte et les granulats, la séparation entre le gravier et le mortier qui peut conduire à un blocage en zones confinées, et une répartition non homogène de l'air occlus. Pour éviter la ségrégation, il faut réduire la quantité d'eau libre dans le béton en réduisant le rapport E/C du béton. L'eau libre dans le béton est généralement mobile et peut trouver son chemin vers la surface du béton par effet de gravité et de densité indépendamment des solides dans le mélange. Ceci à l'extrême se traduit par une couche de laitance en surface libre du béton. Des matériaux de surface granulaire plus élevée, peuvent par absorption et adsorption retenir une quantité supplémentaire d'eau libre.

I.2.1.3. La capacité de passage

Le béton autoplaçant doit réunir à la fois la fluidité (la capacité de remplissage) et la résistance à la ségrégation pour produire un bon écoulement sur un chantier. Cependant, dans les milieux confinés et les zones fortement ferraillées, il faut que le béton puisse s'écouler dans les espaces étroits et entre les armatures. En effet, le blocage des granulats est provoqué d'une part par la quantité importante de granulats dans le béton (plus de gravier, plus de risques de blocages), et d'autre part par la taille des plus gros granulats par rapport à l'ouverture entre armatures ou dans un confinement. Le mécanisme de blocage peut être illustré dans un plan par le schéma de la figure I.I qui montre un béton s'écoulant entre deux armatures avant et au moment du blocage.

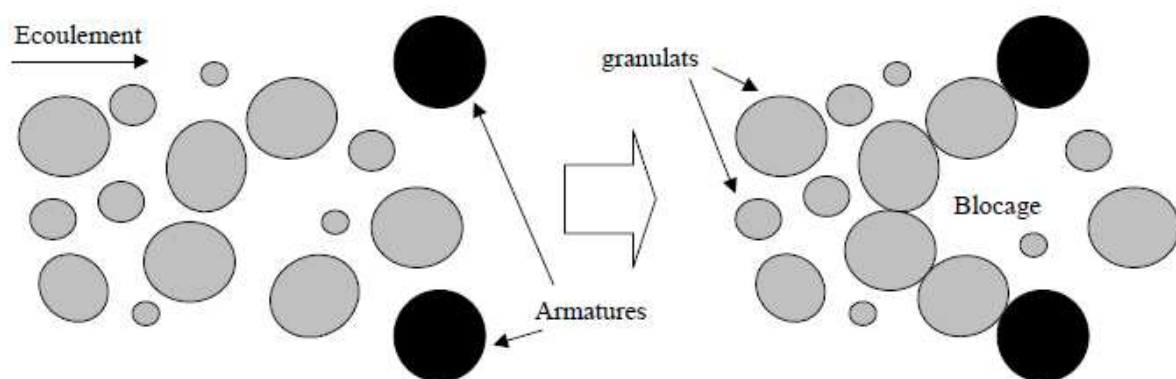


Fig.I.I représentation en plan d'un blocage de granulats à travers deux armatures [46]

A l'approche des armatures, une différence se crée entre la vitesse des granulats et celle de la pâte. Plus rapide, la pâte précède les granulats en passant à travers les armatures [57].

Ainsi, la quantité de granulats est considérée localement plus grande avant les armatures et tend à augmenter avec l'écoulement du béton. Ce phénomène s'explique par le lessivage de la pâte à travers les granulats au niveau du passage multiples conta provoque la formation éventuelle d'un arc stable de granulats bloquant l'écoulement du béton entre les armatures [81].

Le béton autoplaçant doit posséder donc une bonne capacité de passage à travers les armatures et dans les confinements. Ceci nécessite une quantité de gravier inférieure à celle d'un BO, et de taille maximale de plus petite.

Donc, un béton est qualifié d'autoplaçant s'il satisfait les propriétés citées ci-dessus, en trouvant le bon compromis entre des caractéristiques presque contradictoires : fluidité et résistance à la ségrégation. Pour résumer, on présente les propriétés des BAP, les moyens de les obtenir et les actions entreprises pour leur mise en œuvre dans le tableau I.5.

Propriétés d'un BAP	Moyens d'obtention	Actions à mener dans la formulation
Remplissage (fluidité)	Réduction des frictions entre les particules	Augmentation du volume de pâte
	Optimisation de la pâte	Utilisation des superplastifiants
		Optimisation du rapport E/C
Résistance à la ségrégation	Réduction de l'eau libre dans le béton	Réduction du rapport E/C
		Utilisation de matériaux de grande surface
		Utilisation d'agents de viscosité
	Réduction de la séparation de phases	Réduction du rapport E/C
		Utilisation d'agents de viscosité
		Réduction de la taille maximale des granulats
Capacité de passage	Réduction de blocage des granulats	Réduction du volume de gravier
		Réduction de la taille maximale des granulats

Tableau I.I Propriétés d'ouvrabilité des BAP.

I.2.2. Caractérisation des BAP

Lors de la formulation, la caractérisation des BAP est nécessaire. Cela consiste à connaître son comportement à l'état frais à partir de tests mis en place depuis son développement. Les principaux tests réalisés sont **empiriques**, et ont pour objectif de vérifier les différentes propriétés citées ci-dessus. Ils sont destinés à caractériser le béton de part : sa fluidité, sa stabilité et son absence au blocage. Ce qui suit résume les différents tests d'ouvrabilité qui caractérisent les bétons autoplaçants.

I.2.2.1. Essais de fluidité

• Mesure de l'étalement (essai au cône d'Abrams)

L'essai le plus courant, car le plus facile à mettre en œuvre, permettant d'évaluer la fluidité est l'essai d'étalement réalisé avec le cône d'Abrams. Le principe de cet essai est de mesurer le diamètre moyen final que prend le béton après le soulèvement vertical du cône (figure I.2) [3].

Le diamètre de la galette de béton est le paramètre caractérisant de la fluidité, plus il est grand, plus le béton est fluide (grande capacité de remplissage). L'étalement final d'un béton autoplaçant peut varier entre 50cm et 80cm en fonction de l'utilisation du béton [75-99].

Ceci permet aussi de détecter visuellement les premiers signes de ségrégation du béton (présence d'une épaisseur de laitance en périphérie de la galette, accumulation de gravier au centre d'une galette de mortier).

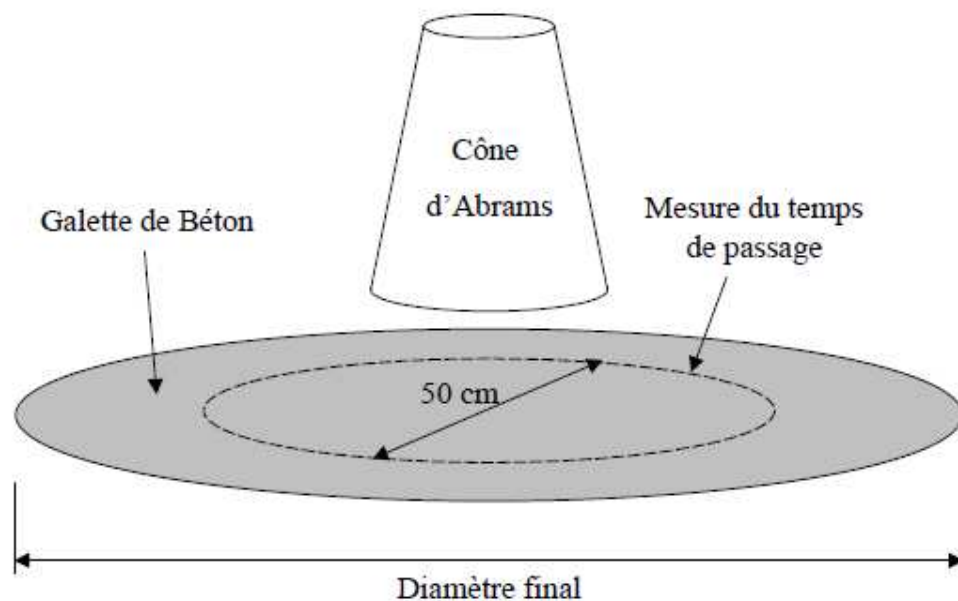


Fig. I.2 essai d'étalement

• Mesure de la vitesse d'étalement (Essais au cône d'Abrams)

Le temps de passage de la galette de béton à un diamètre de 50cm donne une idée sur la vitesse de déformation du béton. Cette mesure, le T_{50} , est une valeur qualitative. En général, des valeurs élevées de T_{50} traduisent un béton de vitesse de déformation faible (viscosité élevée). Pour un béton autoplaçant, la littérature mentionne des valeurs allant jusqu'à 7 secondes [10-30]. Cependant, certains auteurs considèrent que cette valeur peut atteindre 12 secondes, pour des bétons autoplaçants avec une faible vitesse de déformation [10-96].

• Essai J-Ring

L'essai du J-Ring (Japanese Ring) consiste à associer un anneau d'armatures à l'essai de l'étalement au cône d'Abrams. L'anneau d'armatures (figure I.3) et le cône d'Abrams sont centrés avant de relever le cône et d'observer l'étalement du béton à travers les armatures. Les dimensions de l'anneau, le diamètre des armatures et les espacements entre les armatures sont différents peuvent varier respectivement dans les plages [10-16] mm et 34-48 [mm]. Le diamètre de l'anneau varie entre 23,5 et 30 [cm].



Fig.I.3Anneau d'armatures (J-Ring)

Le test J-Ring permet d'évaluer la différence entre le comportement du béton sans et avec obstacles. Ainsi, l'essai de l'étalement au cône d'Abrams doit être effectué deux fois, la seconde fois en utilisant l'anneau d'armatures. La différence entre les diamètres moyens des deux essais met en évidence la perte de remplissage due à la présence d'armatures. Pour un béton autoplaçant cette différence doit être inférieure à 5 cm [23]. Cet essai est essentiellement utilisé dans le cas des bétons autoplaçants fibrés.

I.2.2.2. Ségrégation dynamique

•Essai de la boîte en L

La boîte en L permet de caractériser la mobilité du béton frais en milieu confiné (ségrégation dynamique) et de vérifier que la mise en place du béton se fait sans blocage, ni formation de voûtes au voisinage des armatures.

Lors de l'écoulement d'un BAP, les risques de séparation de la phase granulaire de la pâte sont très élevés, notamment en présence d'armatures. Au coulage du béton, la trajectoire des granulats se trouve modifiée, les granulats ont tendance à converger vers les mêmes endroits en formant des voûtes au voisinage des armatures (figure I.1) bloquant alors l'écoulement du béton.

Le principe de cet essai (figure I.4), est de remplir entièrement la partie verticale de la boîte, laisser le béton se reposer 1 mn puis enlever la trappe et laisser le béton s'écouler dans la partie horizontale à travers le ferrailage. On mesure les hauteurs H_1 et H_2 et on exprime le taux de remplissage H_2/H_1 .

Notons que les distances entre les barres d'acier représentent un ferrailage standard pour des ouvrages de génie civil très ferrailés. Selon le groupe association française de génie civil AFGC [3], le taux de remplissage doit être supérieur à **0,8**.

Lorsque le béton s'écoule mal à travers le ferrailage et qu'il se produit un amoncellement de granulats en aval de la grille, c'est le signe d'un problème de blocage ou de ségrégation, il convient donc de diminuer le rapport G/S (augmenter la quantité de sable, ou diminuer celle des graviers), ou d'augmenter le volume de la pâte en maintenant le rapport E/C constant.

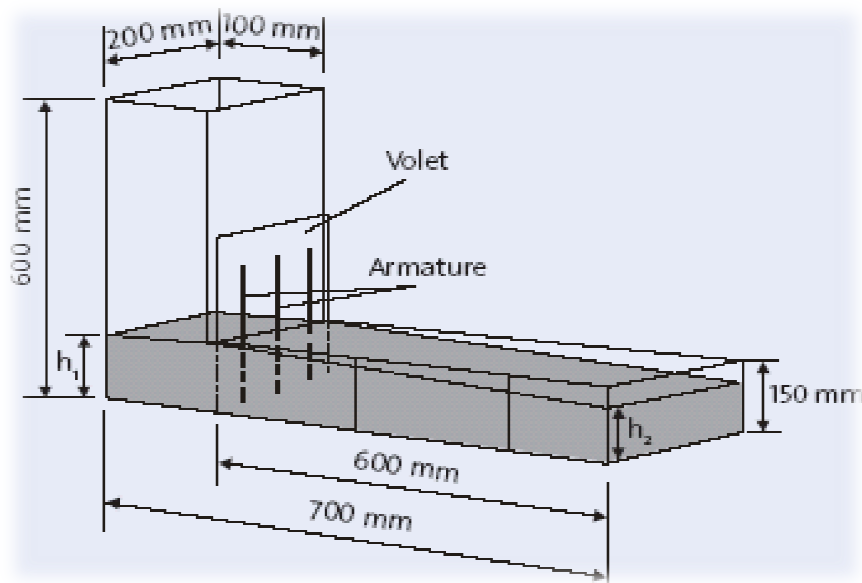


Figure I.4 boîte en L.

•Essai de tube en U

De principe identique à l'essai de l'écoulement à la boîte en L, l'essai du tube en U permet de tester la capacité de passage du béton à travers des armatures, et le taux de remplissage du béton [107]. Le dispositif d'essai (figure I.5) est composé de deux compartiments R1 et R2, séparés par une grille d'armatures et une trappe coulissante. Différentes dimensions et espacements existent pour les armatures entre les deux compartiments (variation selon les types de chantier, et les spécifications des différents pays). Le béton est versé dans la partie R1 de façon continue, on ouvre la trappe laissant passer le béton à travers la grille d'armatures, jusqu'à l'arrêt de l'écoulement (équilibre atteint). La hauteur de remplissage atteinte correspond à la facilité du béton à se mettre en place dans un milieu confiné. Pour un béton autoplaçant, la hauteur de remplissage est généralement supérieure ou égale à 30 cm [78-107].

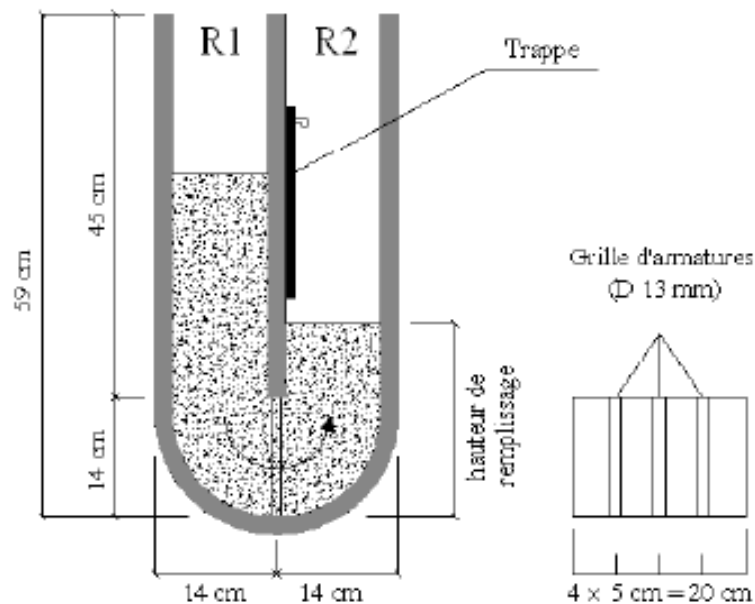


Fig. I.5 Schématisation de l'essai du tube en U

I.2.2.3. Essais de ségrégation statique

•Essai de la stabilité au tamis

Une résistance à la ségrégation statique se traduit par la capacité qu'a un BAP à maintenir ses particules en suspension, sans risque de tassement des particules par gravité, ni ressuage. Pour caractériser la ségrégation statique d'un BAP on utilise l'essai de stabilité au tamis (figure I.6). L'essai est développé par la société « GTM construction », il permet de qualifier les BAP vis à vis du risque de ségrégation. Il s'agit de verser 10 litre du béton juste après le malaxage dans un sceau, puis couvrir le sceau pour protéger le béton de la dessiccation et laisser reposer durant 15 mn. Verser 5 kg du béton au centre d'un tamis

5mm, à une hauteur de chute de 50cm, on récupère le béton passant dans un récipient. Après 2mn On mesure le pourcentage en poids de laitance par rapport au poids de l'échantillon passant au travers le tamis [3].

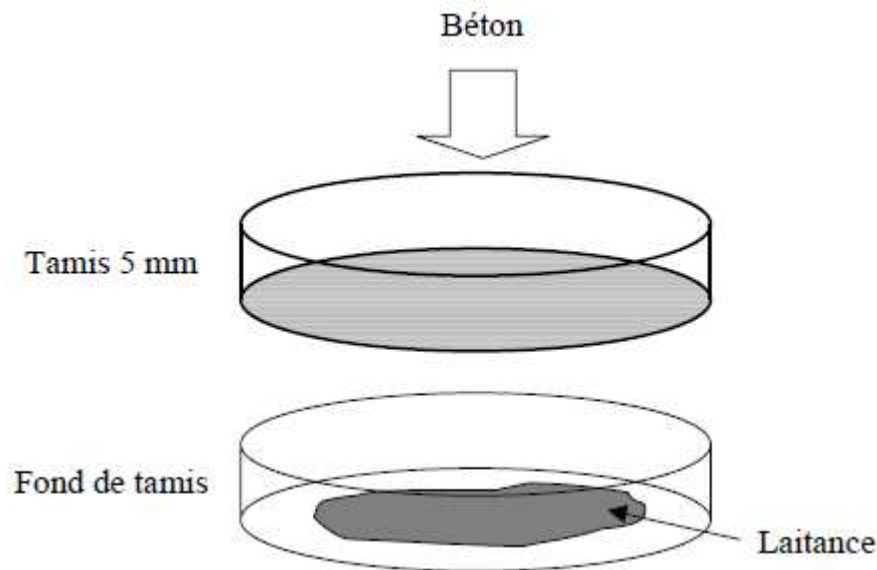


Fig.I.6Essai de la stabilité au tamis.

Critères d'acceptabilité :

La mesure du pourcentage de laitance conduit à classer les formules de béton autoplaçants de la façon suivante :

$0\% \leq \text{Plaitance} \leq 15\% \rightarrow$ stabilité satisfaisante.

$15\% < P \text{ laitance} \leq 30\% \rightarrow$ stabilité critique (essai de ségrégation à réaliser in situ).

$P \text{ laitance} > 30\% \rightarrow$ stabilité très mauvaise.

Ces critères sont particulièrement adaptés aux applications en éléments verticaux.

• Essai de la colonne

Cet essai, développé par Otsuki et al [65], permet d'évaluer la résistance à la ségrégation d'un béton. Il consiste à placer le béton dans une colonne cylindrique (figure I.7) ou à base carrée (10 cm de côté) et à le laisser jusqu'au début de prise. Des fractions des parties supérieure, centrale et inférieure sont lavées au travers d'un tamis de 5 mm et les granulats de taille supérieure à 5 mm sont pesés. La ségrégation est négligeable si la distribution des granulats dans les différentes parties est uniforme. La distribution est considérée comme uniforme si la différence entre les teneurs en graviers des parties supérieure et inférieure ne dépasse pas 10% [65-98]. D'autres auteurs considèrent une valeur de 5% pour le béton autoplaçant [1].

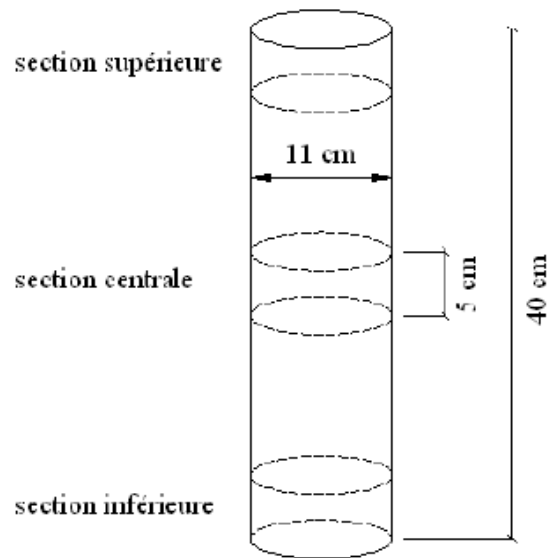


Fig.I.7 essai de la colonne

I.2.2.4. Ressuage

Un BAP doit maintenir sa fluidité pendant la durée nécessaire pour son acheminement et sa mise en place. Or, pendant ce temps, en vertu de la loi de la gravité, les matières solides ont tendance à s'enfoncer, tandis qu'une partie de l'eau de gâchage et des fines remontent en surface de l'échantillon de béton frais, créant ainsi le ressuage.

La capacité de ressuage peut être mesurée par l'essai à l'aéromètre modifié (développé par le LCPC, figure I.8) : le volume d'eau libéré par l'échantillon de béton remonte au-dessus du perchloroéthylène (dont la densité est supérieure à celle de l'eau : 1,59) dans une colonne graduée où il est facile de l'estimer. Ce test semble cependant peu pratique à utiliser étant donné la nocivité du produit employé.

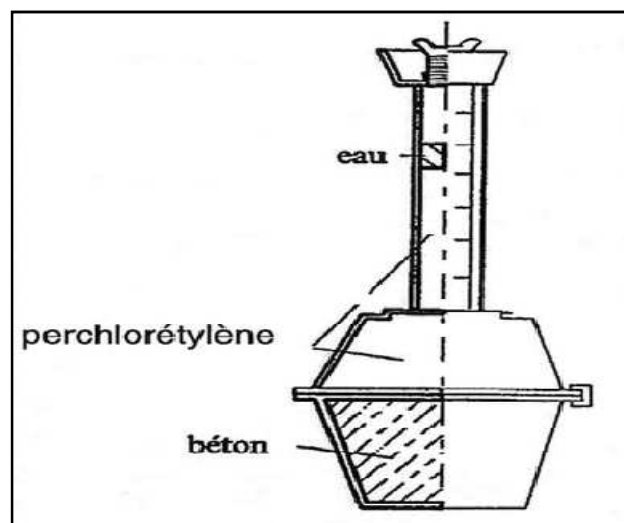


Fig.I.8 Essai de ressuage à l'aéromètre

I.3. Méthode de formulation pratique des BAP

La plupart des formules de BAP sont conçues actuellement de manière empirique. La méthode de Dreux-Gorisse n'est pas adaptée [34-45-67], car elle ne prend en compte ni les adjuvants ni les additions, alors que ce sont les composants essentiels d'un BAP. La formulation est donc basée sur l'expérience acquise ces dernières années.

Avec l'expérience acquise ces dernières années, certains ordres de grandeurs pour les proportions des constituants sont maintenant connus et utilisés :

- Le volume de gravillons est limité en prenant un rapport G/S (masse de gravillons sur masse de sable) proche de 1.

- La masse du ciment est supérieure ou égale au minimum requis par la norme BPE (PI8 305), soit en général de 300 à 350 kg/m³. En complément la masse d'addition se situe entre 120 et 200 kg/m³.

- Le dosage en superplastifiant est proche de son dosage à saturation.

La formulation se fait donc par tâtonnement sur la base de ces plages. Après la conception sur le papier, la formule ne peut être optimisée et vérifiée que par des essais effectués la plupart du temps directement sur béton.

De multiples approches se sont développées à travers le monde pour la formulation d'un béton autoplaçant. Dans ce qui suit, un exposé général sur les approches principales.

I.3.1. Approche japonaise

Considérée comme la méthode générale de formulation, l'approche japonaise a été développée à l'Université de Tokyo par Okamura, Ozawa et al [45-58-59-63-67].

En général, cette approche consiste d'abord à fixer le dosage de gravier dans le béton et celui du sable dans le mortier, ensuite de procéder à l'optimisation de la pâte de ciment afin de donner au béton résultant les meilleures performances et pour satisfaire les critères d'ouvrabilité.

Le volume du gravier est fixé à la hauteur de 50% du volume des solides contenus dans le béton. Selon les auteurs, ce pourcentage permet d'éviter les risques de blocages, à condition que le mortier du béton réponde correctement aux critères d'ouvrabilité testés. En effet, pour assurer une bonne ouvrabilité, le volume du sable est fixé à 40% du volume total de mortier.

Toutefois, le volume de gravier dans cette méthode est généralement sous-dimensionné pour pouvoir éviter les risques de blocages, ce qui peut conduire à des problèmes de retrait (le volume de la pâte étant important). Le béton obtenu est ainsi loin d'un optimum économique. De ce fait, plusieurs modifications et différents développements sont apportés à cette méthode. En effet, Edamatsu et al [108] ont réussi grâce à l'utilisation d'additions minérales (fillers calcaire, cendres volantes, laitiers de hauts fourneaux) à augmenter le dosage de sable dans le mortier et à réduire donc le volume de pâte, et

particulièrement du ciment, dans le béton.

Travaillant avec des matériaux locaux, d'autres auteurs (Pelova et al [84]) ont trouvé qu'il est possible d'augmenter le volume de gravier dans le béton à la hauteur de 60% du volume solide total, et obtenir un béton autoplaçant. Le volume total de pâte est réduit de 10% par rapport à celui obtenu avec la méthode générale.

1.3.2. Approche CBI (suédoise)

La méthode de formulation suédoise est développée par CBI (CementochBetongInstitutet) [109-110-111] et se caractérise par la prise en compte des conditions des chantiers. En effet, cette approche est basée sur l'évaluation des risques de blocage des granulats dans les milieux ferraillés. Elle permet d'optimiser la taille maximale des granulats par rapport à l'espacement entre les armatures, et le volume des granulats dans le béton.

Le principe de cette méthode s'appuie sur des tests effectués par différents auteurs ([69-91-97]) sur des mélanges de pâte de ciment et de granulats de différentes tailles, passant à travers différents espacements d'armatures. Pour chaque taille de granulats, ils ont montré qu'il existe une teneur volumique critique de granulats en deçà de laquelle le risque de blocage est nul et au-dessus de laquelle le blocage est systématique. Cette teneur volumique critique est fonction de l'espacement entre les armatures (par rapport à la taille des granulats), et de la forme des granulats (roulés ou concassés).

Cette méthode suppose que le phénomène de blocage est indépendant de la nature de la pâte, pourvu que celle-ci soit suffisamment fluide.

Les principales modifications et extensions de la méthode CBI sont apportées par Bui et al [10], qui a proposé un critère supplémentaire pour obtenir un béton autoplaçant. Il s'agit d'ajouter un volume de pâte pour assurer un espacement minimal suffisant entre les granulats afin de réduire les frictions et les frottements entre les granulats.

1.3.3. Approche LCPC

L'approche développée en France au LCPC par de Larrard et Sedran est basée sur le modèle d'empilement compressible [19-82] qui passe par l'optimisation de la porosité du système formé par les grains solides. D'après les auteurs, un arrangement optimal du squelette granulaire permet d'obtenir une meilleure résistance et une plus grande ouvrabilité. Le modèle permet de prévoir la compacité du squelette granulaire à partir des caractéristiques des constituants telles que la densité apparente, les proportions du mélange, les distributions granulaires et la compacité propre. Les auteurs ont modélisé le comportement à l'état frais du béton à partir de la compacité de son squelette granulaire.

Cette approche, basée sur la synthèse d'une quinzaine d'années de recherches est simplifiée

par la mise en œuvre d'un logiciel (BétonlabPro 2) prenant en compte tous les paramètres de calcul de cette démarche [19], et permettant de déterminer des formulations de différents types de bétons (Bétons à haute performance, bétons ordinaires, bétons secs pour démoulage immédiat, bétons autoplacants).

Des extensions de cette méthode de formulation sont effectuées par les mêmes auteurs [19] afin de prendre en compte plus de paramètres tels que les propriétés des bétons à l'état durci (retrait, fluage, module d'élasticité, résistance à la traction et à la compression).

•Bilan

Nous avons présenté le principe des trois méthodes de formulations de BAP les plus répandues, ainsi que leurs modifications. Des auteurs comme Turcry et al [92] ont testé les trois approches et souligné quelques remarques issues des essais qu'ils ont menés. Ils estiment que l'approche LCPC (appuyée par le logiciel développé) donne les résultats les plus satisfaisants [92].

Toutefois, les trois méthodes décrites, ne sont pas adaptées pour la formulation de bétons autoplacants contenant des agents de viscosité. L'apport d'un adjuvant de telle nature augmente significativement la viscosité du mélange, ce qui nécessite probablement des ajustements et des modifications importantes sur les méthodes de formulation des BAP.

I.4. Propriétés des BAP à l'état durci

Dans cette partie, nous résumons rapidement les différences qui existent entre les propriétés des bétons autoplacants à l'état durci et celles des bétons ordinaires. Elles sont étudiées sous deux aspects, les propriétés mécaniques d'une part et physico-chimiques (durabilité) d'autre part.

Les principaux résultats présentés proviennent de la recherche effectuée au sein du LMDC [2-76]. Des résultats expérimentaux ont été obtenus sur plusieurs séries d'échantillons, constitués des mêmes matériaux, même squelette granulaire (sauf les BHP), et de classes de résistance relatives à des bétons de bâtiment (20 MPa), des bétons d'ouvrage (40 MPa) et des bétons à hautes performances BHP (60 MPa).

I.4.I. Propriétés mécaniques

I.4.I.I. Résistance mécanique

Considéré comme un mélange diphasique à l'état frais (phases solide et liquide), le béton autoplacant possède une structure plus homogène que le béton ordinaire vibré, grâce notamment à une résistance à la ségrégation élevée, conférant au béton autoplacant une amélioration de résistance mécanique.

Les bétons autoplacants présentent souvent une résistance mécanique plus élevée qu'un béton ordinaire à un rapport E/C équivalent [2-28].

L'utilisation des fillers dans la formulation des BAP génère une accélération de sa résistance mécanique aux jeunes âges [73-18]. Lorsqu'elles sont bien dispersées dans le béton, les particules fines des fillers favorisent l'hydratation du ciment, et conduisent à une matrice cimentaire de structure plus dense. Ces effets ont une influence sensible sur la résistance mécanique jusqu'à 28 jours puis deviennent moins significatifs par la suite.

I.4.1.2. Module d'élasticité statique (en compression)

Des bétons autoplacants et des bétons ordinaires vibrés à résistance mécanique égale sont testés par [2]. Pour des rapports gravier sur sable G/S similaires, le module d'élasticité des BAP est équivalent à celui des BO. Par ailleurs, pour des rapports G/S différents, le module d'élasticité des BAP est inférieur à celui des BO. Ceci est expliqué par le fait que le volume de pâte est plus important pour les bétons autoplacants. En effet, le module d'élasticité d'un béton est fonction des proportions volumiques de ses constituants et de leurs modules respectifs (le module de la pâte est bien inférieur à celui des granulats).

I.4.1.3. Retrait au jeune âge (0-24 heures)

Pour une même classe de résistance, le coefficient de dilatation thermique au jeune âge (0-24 heures) est équivalent pour les bétons autoplacants et les bétons ordinaires [2]. Le retrait au jeune âge en dessiccation des bétons autoplacants est supérieur à celui des bétons ordinaires (en particulier pour les faibles gammes de résistance).

I.4.1.4. Retrait à l'état durci

En dessiccation, les bétons autoplacants et les bétons ordinaires vibrés possèdent en général un retrait total équivalent. Cependant, les deux types de bétons affichent une différence pour les gammes de résistance élevées (pour les BHP), où le retrait des BAP est supérieur. En mode endogène, les bétons autoplacants et les bétons ordinaires présentent un retrait similaire à 28 jours.

Au-delà d'un an, les BAP présentent un retrait légèrement supérieur à celui des BO. Il est vraisemblable que les légères différences entre les retraits des deux types de béton sont dues au volume de pâte qui est plus important dans les bétons autoplacants [2].

I.4.1.5. Déformations et fluage

Les bétons autoplacants subissent des déformations différées sous charge plus importantes que celles des bétons ordinaires vibrés dans la même gamme de résistance [2]. Les déformations spécifiques propres et totales ainsi que le fluage spécifique, sont légèrement supérieurs dans le cas des bétons autoplacants [76], sauf pour la gamme de

résistance relative aux bétons de bâtiment pour lesquels ces paramètres sont identiques entre BAP et BO.

I.4.2. Propriétés physico-chimiques

Dans le domaine physico-chimique, les résultats des essais expérimentaux (perméabilité à l'oxygène, diffusion des ions chlore, absorption d'eau, carbonatation accélérée et lessivage au nitrate d'ammonium) ont été comparés en fonction de la résistance mécanique pour les deux types de béton (BAP et BO). La perméabilité à l'oxygène des bétons autoplaçants est inférieure à celle des bétons ordinaires vibrés pour une gamme de résistance donnée. Il n'y a pas de différence significative entre les BAP et les BO en termes de diffusion des ions chlore et d'absorption d'eau par capillarité. Et toujours à résistance équivalente, le taux de carbonatation et la cinétique de lessivage au nitrate d'ammonium des deux types de béton restent comparables. Ces propriétés évoluent avec la résistance en compression de manière identique pour les bétons autoplaçants et les bétons ordinaires [2].

I.5. Fabrication, transport et mise en place des BAP

La principale différence, entre un BAP et un béton traditionnel, réside dans le comportement du matériau à l'état frais et donc dans sa mise en œuvre. La spécificité d'un BAP est d'être très fluide. Il se compacte sous l'effet de son propre poids et ne nécessite donc pas de vibration pour être mis en place. Par ailleurs, le matériau doit être stable pour assurer l'homogénéité de la structure finale.

I.5.1. Fabrication des BAP

En principe tous les types de malaxeurs conviennent pour la fabrication des BAP. Lors de l'introduction des différents constituants dans le malaxeur, on appliquera les mêmes consignes que celles recommandées pour les bétons vibrés, en les adaptant aux conditions locales dans chaque cas particulier.

L'intensité et le temps de malaxage ainsi que l'ordre d'introduction des constituants sont des facteurs qui influent fortement sur l'homogénéité du béton, sur l'effet optimal des additions et des adjuvants, c'est la raison pour laquelle on fixe le temps de malaxage à 120 secondes, cette moyenne peut être ajustée selon l'efficacité du malaxeur.

I.5.2. Transport des BAP

En raison de sa fluidité élevée, le béton autoplaçant doit être transporté en camion malaxeur. Comme dans le cas d'un béton vibré, la fluidité du béton peut se modifier durant le transport, la manière et l'ampleur de cette modification sont fonction de plusieurs paramètres : le type d'adjuvant, la durée de transport, le dosage en eau et la

température.

Dans une certaine mesure il est possible de corriger ces modifications pour vérifier les exigences d'ouvrabilité souhaitées au moment du déchargement sur chantier.

Dans le cas de rajouts d'adjuvant dans le camion, il est recommandé de respecter impérativement le temps de malaxage minimal recommandé pour assurer la dispersion de l'adjuvant et sa répartition homogène dans l'ensemble du chargement de béton. En revanche tout ajout d'eau est à proscrire [13].

I.5.3. Mise en place des BAP

Par rapport au béton vibré la mise en place du béton autoplaçant est grandement facilitée, elle peut être réalisée par une seule personne et selon trois méthodes différentes : La première méthode est celle utilisée pour les bétons ordinaires vibrés, la mise en place se fait à l'aide d'une goulotte. Pour limiter le phénomène de ségrégation favorisé par ce procédé il convient de fixer la hauteur de chute maximale du béton à 5m.

La deuxième méthode consiste à utiliser un tube plongeur immergé dans le béton frais, dans la partie inférieure du coffrage.

La mise en place des BAP peut se faire par pompage, par cette troisième méthode il y a réduction du bullage et obtention de parements lisses.

Pour réussir les ouvrages en béton autoplaçant il est capital d'appliquer scrupuleusement les recommandations de fabrication, de transport et de mise en œuvre [6].

Autoplaçants

2.1. Introduction

Toute formulation passe par la compréhension de l'influence de chaque constituant sur les propriétés d'écoulement du béton. Le rôle d'un constituant dépend essentiellement de son état (fluide, solide) et de sa nature minéralogique chimique, et morphologique. Ainsi, nous allons décrire dans ce chapitre les caractéristiques des différents constituants entrant dans la composition du béton autoplaçant (granulats, ciment, additions minérales, adjuvants et eau), et les paramètres influents. Les constituants de base d'un béton ordinaire sont le ciment, l'eau et les granulats. En effet, si l'un de ces constituants n'est pas présent, le béton n'existerait pas. Les bétons autoplaçants par contre, sont possibles grâce aux ajouts d'adjuvants et d'additions minérales à la composition de base du béton. Les adjuvants sont des produits chimiques incorporés au béton frais en faibles quantités afin d'en améliorer certaines propriétés. Leur efficacité est liée à l'homogénéité de leur répartition dans la matrice du béton. On distingue plusieurs types d'adjuvants : les plastifiants, les superplastifiants, les entraîneurs d'air, les agents de viscosité, les retardateurs et les accélérateurs de prises, etc. Les adjuvants principaux capables de modifier l'écoulement des bétons autoplaçants, et qui entrent dans leur formulation de base sont les superplastifiants et les agents de viscosité.

Chaque constituant joue un rôle différent dans l'écoulement et dans le comportement rhéologique du béton, et des interactions existent entre certains composants.

2.2. Ciment

Les ciments les plus courants dans le monde du génie civil, sont les ciments à base de clinker Portland, produit obtenu par la cuisson d'un mélange de calcaire et d'argile. Le ciment est un liant hydraulique qui se présente sous la forme d'une poudre minérale fine, s'hydratant en présence d'eau, et forme une pâte qui fait prise et durcit progressivement à l'air ou dans l'eau. Le durcissement du ciment est principalement dû à l'hydratation du silicate tricalcique, un composant majeur du clinker. C'est le constituant fondamental du béton puisqu'il permet la transformation d'un mélange sans cohésion en un corps solide, en liant les différents constituants. Le clinker est accompagné de sulfate de calcium (gypse ou anhydrite) nécessaire pour régulariser la prise, c'est à dire faire en sorte que le béton (ou la pâte de ciment) reste en phase dormante pendant une période suffisamment longue (de l'ordre d'une heure et demi) avant le passage à l'état solide. Cette phase est propice à la réalisation des tests d'écoulement puisqu'on considère que la structure de la matrice n'est pas modifiée par le processus d'hydratation.

Différents types de ciment existent sur le marché, et se distinguent par leurs relations avec les propriétés du béton. Ainsi, le choix du type du ciment, est conditionné par les performances souhaitées du béton [4] (résistance à la compression, temps de début de prise, stabilité, retrait, teneurs en chlorures et en sulfates, pouzzolanité, etc.).

Du point de vue rhéologique, les propriétés du ciment influant sur l'écoulement de la pâte d'un béton sont principalement la composition minéralogique, la granulométrie et la finesse [7-8].

Par ailleurs, le dosage du ciment dans le béton est très souvent relié aux propriétés mécaniques et de durabilité du béton. On considère que l'écoulement et l'ouvrabilité du béton sont reliés au rapport E/C et malgré l'importance du ciment, l'influence de son dosage sur les propriétés d'écoulement est peu étudiée dans la littérature concernant les BAP.

2.3. Additions minérales

Différentes additions minérales peuvent être ajoutées au béton, substituant ou non une partie du ciment, afin d'améliorer certaines de ses propriétés ou de lui conférer des propriétés particulières. Ce sont des matériaux finement divisés parmi lesquelles nous citons les fillers, la fumée de silice, les cendres volantes et le laitier de haut fourneau qui proviennent principalement de l'industrie. Ces fines présentent plusieurs avantages dans l'industrie et la formulation des bétons.

2.3.1. Avantages économiques et environnementaux

La plupart des additions minérales sont des sous-produits provenant de l'industrie et leur coût est souvent égal au coût du transport et de manipulation (broyage par exemple). Ainsi l'incorporation des additions minérales à la formulation de béton comme substituant du ciment (produit plus cher), contribue à réduire le coût du béton. Par ailleurs, l'utilisation généralisée des additions minérales dans le monde contribue aussi à réduire la production du ciment qui nécessite une chaleur importante, donc à réduire la quantité de combustible utilisée pour l'industrie du ciment, ainsi que l'émission du CO_2 de l'industrie cimentière dans la nature.

2.3.2. Avantages techniques

En général, les additions minérales influencent fortement les propriétés des bétons à l'état durci ; elles permettent d'améliorer les propriétés mécaniques et la durabilité des bétons. En raison de leurs petites dimensions, les particules de la poudre se glissent entre les grains plus gros (sable par exemple), contribuant ainsi à avoir un squelette solide plus compact et réduisant l'espace libre pour l'eau [43].

Cette optimisation de la granulométrie du squelette total, aide aussi à limiter le ressuage du béton et à augmenter la cohésion de l'ensemble. Par ailleurs, les additions minérales réduisent la chaleur dégagée du béton lors de l'hydratation, ce qui diminue la fissuration d'origine thermique.

2.3.3. Influence sur l'écoulement

Lorsque les forces d'attraction de Van der Waals entre les particules d'une suspension cimentaire sont très fortes, ou dominantes, le résultat est la création de floccs dans la solution qui peuvent être évités par l'ajout d'un superplastifiant qui s'adsorbe aux particules de ciment et leur confère une charge négative pour neutraliser les forces d'attraction et augmenter les forces de répulsion entre les particules. Le rôle des additions minérales peut s'inscrire dans ce cadre ; l'interposition des fines entre les particules solides de la suspension contribue à modifier sa structure. Ainsi, les additions minérales substituant une partie du ciment agissent généralement en baissant le seuil de cisaillement des bétons [101].

Toutefois, l'influence des additions minérales sur la viscosité des bétons est fonction du dosage, du type, de la finesse, de la forme des particules et de la granularité des additions [5-15].

L'augmentation du dosage des fines dans un béton, pour un dosage constant en ciment, implique l'augmentation de la concentration volumique en solides et donc, favorise

généralement la croissance de la viscosité du béton. Par contre, pour un dosage en poudre (ciment et addition) constant, la substitution du ciment par de l'addition peut influencer l'écoulement du béton en fonction du type de l'addition. En effet, certaines additions comme la fumée de silice ont une demande en eau importante par rapport au ciment, ce qui peut réduire les propriétés d'ouvrabilité et mécaniques du béton [25-16], et augmenter la viscosité.

D'autres additions comme les fines des laitiers de hauts fourneaux et les cendres micronisées ont de leur côté une faible demande en eau par rapport au ciment, et sont donc bénéfiques pour la formulation des bétons autoplaçants et à hautes performances, puisqu'ils permettent de baisser la viscosité et d'améliorer les propriétés mécaniques des bétons [43-16].

2.4. Filler calcaire

De nature inerte, le filler calcaire semble avoir une faible influence sur la demande en eau, et peut conduire à une légère diminution de viscosité du mélange cimentaire [16-27].

Ceci peut justifier l'utilisation de cette addition à dosages élevés dans la formulation des bétons (BAP et BHP). Cependant, plusieurs auteurs ont remarqué que, pour un dosage constant en ciment (ou un rapport E/C constant), l'ajout du filler calcaire contribue à diminuer la viscosité d'une pâte de ciment (malgré l'augmentation de la concentration volumique en solides), avant de provoquer une augmentation de la viscosité lorsque son dosage dépasse une certaine valeur critique, qui dépend du rapport E/C [100-101]. Yahia et al [100] montrent qu'à chaque rapport E/C correspond un dosage optimum en filler calcaire qui peut assurer un écoulement optimal du mélange cimentaire. La figure 2.1 montre l'évolution de l'écoulement (représenté par l'étalement relatif et la vitesse relative d'écoulement) des mortiers à différents dosages en filler calcaire.

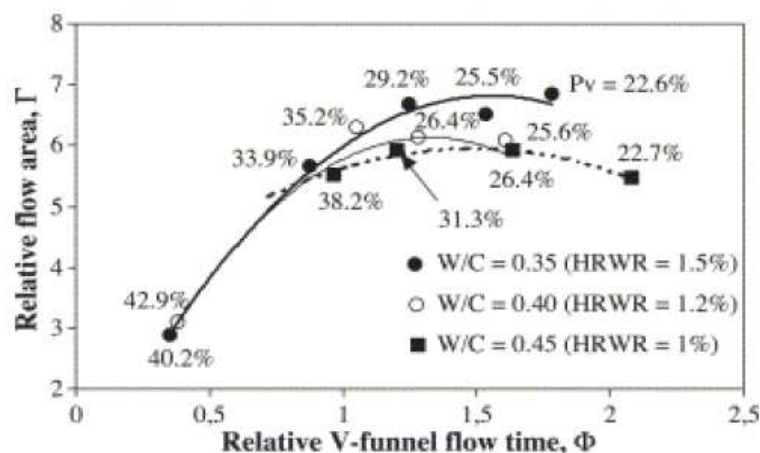


Fig.2.1 Effet du dosage en filler calcaire sur l'écoulement en fonction du rapport E/C du mortier [100]

2.5. Granulats

Les granulats (sable et gravier) constituent le squelette du béton. Ils sont définis comme un ensemble de grains minéraux de dimensions comprises entre 0 et 125 mm [4] et doivent être chimiquement inertes vis-à-vis du ciment, de l'eau et de l'air. La nature des roches constituant les gisements est responsable des propriétés intrinsèques (masse volumique, résistance, porosité, réactivité, etc.) des granulats [4]. La granularité et la forme des granulats sont fonction du processus d'élaboration. Selon leur origine, on distingue les granulats roulés, extraits de ballastières naturelles ou dragués en rivière ou en mer, et concassés, obtenus à partir de roches exploitées en carrière.

Les granulats permettent tout d'abord de réduire considérablement le coût global du béton (cinq fois moins chers que le ciment), mais leur influence est déterminante sur la résistance mécanique du béton à l'état durci. La résistance mécanique du béton dépend fortement de la nature des granulats (propriétés intrinsèques), et de la compacité du squelette global, ainsi que de l'adhérence entre les granulats et la pâte du béton [104].

La granularité et la compacité du squelette granulaire sec, ont cependant une influence sur le comportement du béton à l'état frais. Pour mieux comprendre, nous prenons l'exemple d'un ensemble de granulats sphériques de même taille. La compacité mesurée sur un mélange de ces granulats est généralement égale à 0,64. Cependant, si nous utilisons des granulats de tailles différentes (différente granularité), les petits grains rempliront les vides laissés par les plus grands grains et ainsi de suite ; la compacité obtenue est plus importante que celle d'un ensemble de granulats de même taille. Par conséquent, un squelette granulaire plus compact, diminue le volume des vides dans le béton et laisse moins de vides à occuper par la pâte. Ainsi un volume de pâte est libéré par rapport à un squelette granulaire moins compact, contribuant à modifier l'écoulement du béton. Bien que Hu [32] considère que les granulats sont considérés comme un élément qui n'a pas une influence principale du point de vue rhéologique, Baron et Lesage [5] ont cependant montré que l'optimum de compacité du mélange granulaire sec correspond à l'optimum de fluidité du béton à teneur en eau constante. Pour un type de granulats, composé de gravier (G) et de sable (S), les auteurs ont montré qu'il existe un rapport (en masse) G/S optimal, correspondant à un affaissement maximal au cône d'Abrams

Par ailleurs, le dosage des granulats peut avoir une influence sur les propriétés d'ouvrabilité des bétons. Pour obtenir un béton autoplaçant, le volume du gravier et la taille maximale des granulats ont été réduits pour réduire les frictions et éviter les blocages dans des zones plus ferrailées.

2.6. Concentration volumique en solides

Le rapport E/C (en masse) est un facteur très influent sur les différents aspects des bétons. Ce rapport a toujours été associé directement à la résistance mécanique du béton et sa durabilité, et la formulation des bétons ordinaires passaient par l'optimisation de ce paramètre. Toutefois, l'introduction de nouveaux matériaux (additions minérale, adjuvants avec un extrait sec solide) porte un intérêt particulier à l'utilisation de la concentration volumique en solides puisque ce paramètre prend en compte tous les constituants du béton.

En bilan, nous concluons que la concentration en solides joue un rôle important sur les propriétés rhéologiques des bétons, mortiers et pâtes de ciment ; l'augmentation de ce paramètre conduit à l'augmentation du seuil de cisaillement et de la viscosité.

2.7. Superplastifiants

En tant qu'adjuvant, le superplastifiant peut avoir plusieurs fonctions dans un mélange cimentaire. La fonction de base est la fluidification, puisqu'il provoque un important gain d'ouvrabilité d'un mélange. Le superplastifiant est responsable d'un effet de plastification : à même teneur en eau, il permet d'augmenter l'ouvrabilité, sans diminuer les résistances à long terme de la pâte, du mortier ou du béton. La fonction « réducteur d'eau » se manifeste par la réduction du rapport E/C pour une même ouvrabilité. Ceci permet donc d'augmenter les performances mécaniques du mélange.

2.7.1. Propriétés

Un grand nombre de superplastifiants existent sur le marché. Ces adjuvants essentiellement fabriqués pour l'industrie du béton, sont des polymères organiques constitués de groupes hydrophobes et d'autres hydrophiles. Les superplastifiants sont divisés en familles de produits parmi lesquelles nous citons les principaux : (PNS), Polymélamine sulfonate (PMS), Lignosulfonates modifiés (LS), Polycarboxylate (PC), Polyacrylate (PA) et Polyoxyéthylène (POE). Les structures chimiques des superplastifiants de la nouvelle génération ne sont pas révélées par les fabricants pour des raisons liées au secret industriel. Les superplastifiants les plus utilisés étaient les PMS et les PNS, qui sont des polymères anioniques avec des groupes sulfonate SO_3^- à intervalles réguliers. La fabrication de ces superplastifiants à base de sulfonâtes est en train de s'éclipser en Europe ; ils contiennent une matière chimique polluante et toxique, le formol.

2.7.2. Mécanismes d'action

En raison de leurs compositions chimiques différentes, les particules d'une matrice cimentaire (ciment et additions) peuvent présenter des charges différentes. Les charges opposées vont s'attirer les unes les autres. Les particules vont flocculer et augmenter la résistance à l'écoulement du mélange. Grâce à leurs mécanismes d'action, les superplastifiants provoquent la défloculation de la matrice, et contribuent à faire baisser le seuil d'écoulement. Lorsque l'on ajoute un superplastifiant dans une suspension cimentaire, les polymères viennent se fixer à la surface des particules solides du ciment par adsorption. Cette adsorption s'effectue sur les phases hydratées du ciment [8]. Les groupes anioniques du polymère neutralisent les différentes charges, et confèrent à la surface des particules de ciment une charge négative [35]. Ceci conduit à une répulsion électrostatique entre les particules voisines de ciment, et contribue à la défloculation et la dispersion des solides dans la suspension (figure 2.2).

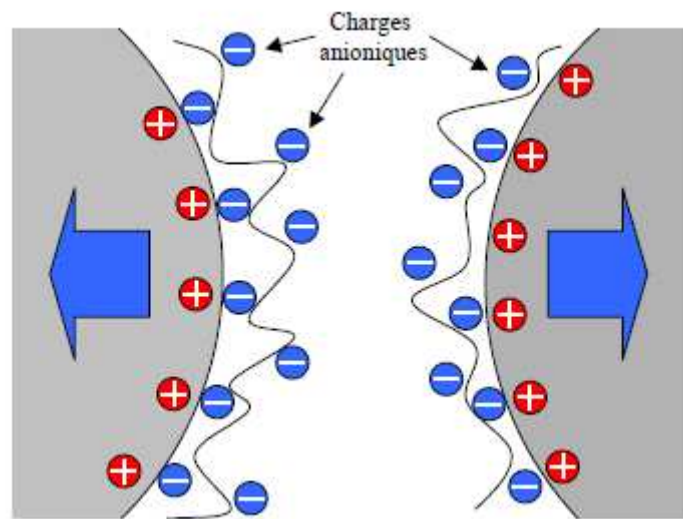


Fig.2.2Répulsion électrostatique entre deux particules de ciment [11]

Par conséquent, l'effet stérique est aussi un mécanisme contribuant à repousser les particules de ciment les unes des autres et contribuant à la dispersion des solides dans la suspension. La figure 2.3 représente un exemple de l'effet stérique d'un polymère adsorbé aux particules de ciment.

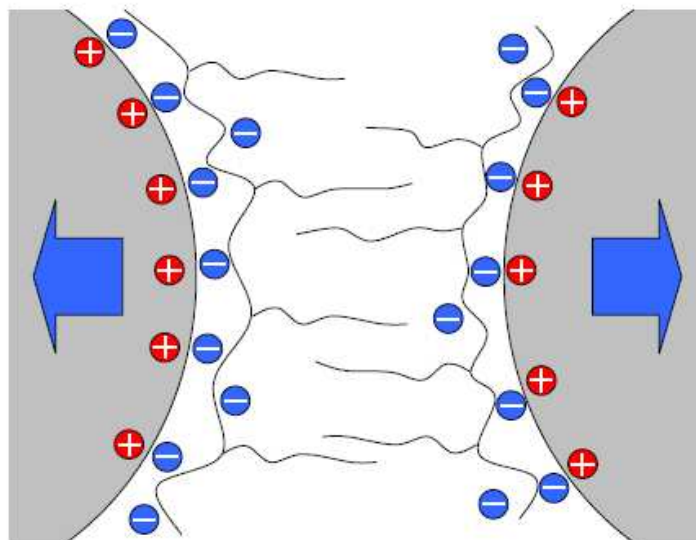


Fig.2.3 Particules de ciment recouvertes de polymères à fort encombrement stérique [11]

Les superplastifiants n'agissent pas tous de la même façon ; ceux à base de sulfonates (PNS, PMS et LS) par exemple, provoquent principalement une répulsion électrostatique entre les particules de ciment, tandis que les superplastifiants PC et POE sont plutôt efficaces grâce à un important effet stérique. Uchikawa et al [105] ont été les premiers à montrer l'existence de l'effet stérique des polycarboxylates, et à le comparer à la répulsion électrostatique due aux polymères des superplastifiants à base de PNS.

2.7.3. Influence sur l'écoulement

Différents auteurs se sont intéressés à l'influence des superplastifiants et de leurs caractéristiques sur la fluidité des pâtes cimentaires. Grâce aux mécanismes d'actions décrits ci-dessus, les superplastifiants agissent soit par répulsion électrostatique, soit par effet stérique, afin d'augmenter la fluidité du mélange et de disperser les particules solides. Ainsi le seuil de cisaillement et la viscosité d'un mélange cimentaire diminuent avec l'ajout d'un superplastifiant.

Toutefois, l'influence d'un superplastifiant sur le comportement de la pâte dépend de son dosage, de ses caractéristiques et de son mode d'utilisation. En effet, Flatt et al [26] expliquent que le superplastifiant ajouté à une suspension de ciment est divisé en trois parties. La première partie est « consommée » par la réaction chimique de l'hydratation. La deuxième partie est adsorbée sur les phases hydratées des particules de ciment. La troisième partie du superplastifiant est celle qui reste disponible dans la solution interstitielle entre les particules de ciment. Ainsi, le dosage du superplastifiant à ajouter à une suspension cimentaire doit être suffisant pour permettre à une quantité de rester disponible dans la solution interstitielle, contribuant à obtenir une fluidité plus grande, et qui dure plus longtemps avant le début de prise de la suspension.

L'optimisation des propriétés du superplastifiant utilisé, par rapport aux critères et aux besoins visés, peut s'avérer un moyen très pratique pour la formulation des bétons et des pâtes de ciment. La copolymérisation par exemple, permet d'associer des charges anioniques à des polymères à base de polycarboxylate en différents degrés, ce qui peut influencer le degré d'adsorption et le potentiel zêta de la suspension.

2.8. Agents de viscosité

L'utilisation des agents de viscosité dans la formulation des bétons autoplacants est devenue récemment une nécessité pour garantir une bonne résistance à la ségrégation du béton, sans pour autant « nuire » à la fluidité qui est assurée par l'utilisation des superplastifiants.

En effet, ces derniers augmentent souvent les risques de ségrégation des bétons, et la séparation des phases entre les constituants peut être la conséquence d'un manque de cohésion entre les phases. Les agents de viscosité sont donc utilisés en même temps que les superplastifiants pour obtenir un béton autoplacant répondant aux critères définis au chapitre I.

2.8.1. Propriétés et mécanismes d'actions

En général les agents de viscosité utilisés sont des polysaccharides hydrosolubles [41]. Khayat et al [39-41] reporte un classement établi par Kawai [38 - cité par 39-41] qui fixe 3 catégories générales pour les agents de viscosité : les polymères naturels, semi-synthétiques et synthétiques.

Le mode d'action des agents de viscosité peut dépendre du type, de la concentration du polymère utilisé. En général, on distingue trois principaux mécanismes d'action : l'adsorption, l'association et l'entrelacement [39].

Les agents de viscosité possèdent un rôle très important pour maintenir la stabilité des mélanges cimentaires. Ils assurent une cohésion entre les différentes phases d'un mélange, augmentant ainsi la résistance à la ségrégation des mélanges, et empêchent les mouvements libres d'eau, réduisant le ressuage [39-79].

Au niveau rhéologique, ils agissent en augmentant à la fois le seuil de cisaillement et la viscosité des mélanges [39-41 -79-106].

2.9. Eau

L'eau potable sert de référence pour la formulation du béton à cause de sa disponibilité (distribuée par les services publics). L'eau utilisée ne doit pas présenter un excès d'impuretés [55] qui peuvent détériorer les propriétés des bétons (résistance, propriétés esthétiques, corrosion des armatures, etc.). Une partie de l'eau ajoutée au béton est mobilisée par les granulats (absorption, adsorption), alors qu'une deuxième partie est consommée par l'hydratation, et une troisième partie reste libre dans la matrice du béton. Cette dernière est principalement responsable de la fluidité du béton, en agissant sur la concentration en solides de la suspension entre les granulats.

A part son rôle majeur dans le phénomène de l'hydratation, l'eau est l'un des facteurs les plus importants au niveau de l'ouvrabilité du béton. L'augmentation du dosage en eau augmente la fluidité du béton et entraîne la diminution de la concentration en solides ; au niveau rhéologique, le seuil de cisaillement et la viscosité diminuent. Cependant, l'introduction excessive d'eau provoque la chute de la résistance mécanique du béton à l'état durci, ainsi que l'apparition des phénomènes de ségrégation à l'état frais.

2.10. Interactions entre constituants

Nous avons constaté que pour chaque constituant, une multitude de familles ou de types peut exister, et des différences peuvent exister même entre les éléments de chaque famille. Ainsi, une très grande variété de constituants existe dans le marché pour la formulation des bétons autoplaçants. L'expérimentateur ou l'opérateur, ayant l'embarras du choix, se doit de choisir un ensemble de constituants qui conduit aux bétons possédant les meilleures performances, prenant en compte le coût des matériaux et les besoins souhaités. Toutefois, le mélange des différents matériaux n'est pas une opération simple, à cause des incompatibilités qui peuvent exister entre différents constituants. Les problèmes d'incompatibilité entre matériaux, qui peuvent être facilement détectés par des tests préliminaires se résolvent par le remplacement des matériaux non compatibles par d'autres.

Par ailleurs, le mélange de matériaux compatibles ne conduit pas toujours aux mêmes résultats ; des interactions (ou interactivités) éventuelles peuvent exister entre les différents types de matériaux. Ces interactions peuvent se manifester par des synergismes ou des antagonismes entre les constituants, et sont difficiles à détecter. Sheinn et al [83] ont observé par exemple une certaine interaction entre le superplastifiant et différents fillers. En absence de superplastifiant, la granularité et la géométrie des particules des différentes additions minérales a une influence importante sur les propriétés rhéologiques de la pâte de ciment. Ceci n'est pas vrai en présence de superplastifiant dans la pâte de ciment ; les propriétés rhéologiques semblent varier en fonction de la réactivité des

particules et de l'affinité entre superplastifiant et addition minérale [83]. Ces mêmes remarques ont été soulignées par Heirman et al [31] pour des bétons autoplaçants. Par ailleurs, Juvas et al [36] met en évidence une interaction entre le superplastifiant (de type PC) et le ciment ; il montre que la variation de l'ouvrabilité des mortiers sans superplastifiant en fonction du type de ciment est très faible, tandis que l'ajout de superplastifiant amplifie le rôle joué par le type du ciment sur l'ouvrabilité [36].

Ainsi, peu d'études ont été effectuées pour mettre en évidence les interactions éventuelles entre les matériaux des mélanges cimentaires. Les chercheurs reconnaissent le besoin d'outils complexes et performants pour mener des études dans ce domaine, et pour l'exploitation des informations issues de ces études. La technique des plans d'expérience s'est avérée récemment (avec le progrès informatique) d'une très bonne utilité pour mener des études dans le domaine des sciences des matériaux et du génie civil [40]. Cette technique apporte un outil performant pour la formulation des bétons, l'étude des effets, et l'analyse des interactions. Plusieurs auteurs ont étudié le rôle des paramètres influents sur les différentes propriétés des pâtes de ciment, des mortiers ou des bétons autoplaçants [40-87-89-29-74]. Ils ont mis en œuvre la technique des « plans factoriels » [47-48] quia pour but de relier les propriétés des mélanges cimentaires aux dosages des constituants par des modèles mathématiques (polynômes).

En effet, dans un mélange de constituants, si on varie le dosage d'un constituant (A), le dosage d'un autre constituant (B) au moins va être changé puisque la somme des dosages (volumiques) finaux doit respecter l'unité (la somme des proportions volumiques est toujours égale à l'unité). Ainsi l'information issue de cette variation dépend finalement des deux actions (variation des dosages des deux constituants A et B), et l'attribuer premier constituant consiste à ignorer l'effet de l'autre constituant et de l'interaction éventuelle entre les deux [46].

- Bilan

Nous avons effectué une revue générale sur les rôles des constituants influents dans la formulation des bétons autoplaçants et décrit les mécanismes d'action des différents constituants, ainsi que l'influence des paramètres principaux sur l'écoulement. Un bilan de cette revue est représenté dans le tableau 2.1 sous forme de synoptique général. La dernière colonne exprime l'influence de l'augmentation du dosage du constituant ou de la valeur du paramètre correspondant.

Constituants et paramètres principaux	Rôles principaux dans la formulation	Influence sur le seuil de cisaillement et la viscosité
Eau	Fluidité et hydratation (lié à la concentration volumique en solide et au rapport E/C)	Diminution
Ciment	Liant (lié à la concentration volumique en solide et au rapport E/C)	Augmentation
Concentration volumique en solide	Encombrement, plus de frictions entre les particules	Augmentation
Granulats	Réduction du coût du béton, performances mécaniques variable selon le type	Selon le type
Additions minérales	Optimisation de squelette granulaire du béton. Avantage environnementaux et économiques	Selon le type (demande en eau)
Filler calcaire	Amélioration de l'écoulement au-dessous du dosage critique	Dépend du dosage
Superplastifiants	Défloculation, dispersion des particules de ciment	Diminution
Agent de viscosité	Résistance à la ségrégation, cohésion	Augmentation

Tableau.2. Rôles des principaux paramètres dans l'écoulement et la formulation des BAP [46]

Ce tableau ne reporte pas l'influence des paramètres sur les propriétés des bétons autoplacants à l'état durci. Le rapport E/C, qui a une influence importante sur les propriétés mécaniques et de durabilité des bétons et qui est un paramètre déterminant sur les propriétés d'écoulement, est pris en compte par le paramètre concentration volumique en solides (en raison de la quantité importante de fines minérales dans les BAP).

Des analyses et exploitations statistiques sont rarement entreprises pour étudier les rôles joués par les paramètres influents sur l'écoulement des bétons autoplacants. La plupart des chercheurs privilégient des démarches classiques (paramétriques) pour décrire les rôles des constituants des bétons, et peu d'auteurs ont exploité les potentialités des

techniques et méthodes statistiques, notamment ceux qui ont utilisé les plans d'expériences. Nous précisons que les méthodes principales reportées dans la littérature utilisent les plans factoriels qui sont performants mais loin d'être idéals dans le domaine des mélanges.

Conclusion de la partie bibliographie

Dans le cadre de l'analyse bibliographique de cette première partie, nous soulignons des éléments importants dans notre synthèse qui ont orienté notre travail.

Les principales propriétés d'ouvrabilité d'un BAP sont le remplissage (taux de remplissage et la vitesse de déformation), la résistance à la ségrégation et la capacité de passage dans les milieux confinés et fortement ferraillés. Un béton est qualifié d'autoplaçant lorsque ces trois critères sont vérifiés. Ainsi, un grand nombre de tests empiriques sont développés pour caractériser le béton vis-à-vis des propriétés d'ouvrabilité. Le béton autoplaçant à l'état durci peut être caractérisé par ces propriétés mécaniques.

Les propriétés d'un BAP dépendent des composants intervenant dans le béton et de sa formulation. Celle-ci est obtenue grâce à une optimisation spécifique composée d'une teneur en liants suffisante, d'une composition des granulats équilibrée avec une teneur en fines (tels que la poudre de marbre, la brique broyée, le tuf qui feront l'objet de notre travail) et d'un superplastifiant.

A l'heure actuelle, il n'existe pas pour les BAP de méthode de formulation généralisée, comme la méthode Dreux-Gorisse pour les bétons ordinaires. Toutes les méthodes trouvées dans la littérature découlent des trois approches, demandent un certain nombre d'essais pour caractériser les constituants ou leurs interactions. Les essais en laboratoire sont pratiquement indispensables à une formulation scientifique des BAP.

Il convient de faire très attention à la fabrication, à la mise en œuvre du béton frais et à la technique de coffrage.

Très peu d'études ont permis de souligner des interactivités entre constituants, ou de dégager un constituant (ou paramètre) dominant et déterminant par rapport aux autres constituants des mélanges cimentaires.

PARTIE II

CARACTERISATION EXPERIMENTALE ET NUMERIQUE DES BAP

Cette partie a pour objectif de donner à la confection des BAP caractère plus scientifique en utilisant des matériaux locaux, nous allons montrer que les déchets de construction peuvent être utilisé comme ajout minéraux dans une matrice béton respectant les conditions d'ouvrabilité et forment des bétons autoplaçant fluides, homogène,ex.

Nous allons présenter les méthodes d'identification des BAP, pour cela on s'appuie sur un ensemble d'essais qui décriront les propriétés du matériau. Un récapitulatif des méthodes de formulation adoptées dans cette recherche et des essais effectués sur béton y est exposé.

Des essais à l'état frais (le remplissage, la résistance à la ségrégation et la capacité de passage), ainsi qu'à l'état durci (compression, traction, fendage, flexion) ont été effectués afin de valoriser ces nouvelles compositions.

Ce chapitre présente et justifie les matériaux utilisés dans l'étude de formulation des bétons. Le ciment et les squelettes granulaires (sable+gravillon) sont sélectionnés afin de répondre aux exigences de formulation. Ainsi l'ajout des additions minérales permet l'augmentation de la quantité de poudre (ciment + addition) dans le béton (500 kg/m³ en moyenne) qui implique l'utilisation d'au moins un adjuvant chimique de type dispersant (superplastifiant) afin de limiter l'augmentation de la demande en eau [70].

Différentes formulations ont été produites et les conditions de mélange pour chaque type ont été déterminées : un béton ordinaire vibré (BV) et trois formulations de béton autoplaçant BAP1, BAP2 et BAP3.

Dans le but de valoriser ces nouveaux types de bétons autoplaçant à base des matériaux locaux nous présentons une étude comparative de quelques propriétés à l'état frais et durci que nous comparons à celles d'un béton ordinaire.

3.I. Les matériaux

3.I.1. Le Ciment

Le ciment utilisé pour notre étude est un ciment de type **CPJ CEM II / 42,5R** provenant de LAFARGE d'Alger.

Le tableau 3.I présente la composition minéralogique et les principales caractéristiques physiques du ciment utilisé (Annexe 3)

Type de ciment	CPJ CEM II / 42,5R
<i>Composition de bogues</i>	
C_3S (%)	58 – 64
C_2S (%)	12 – 18
C_3A (%)	6,00 – 8,00
C_4AF (%)	10,00 – 12,00
<i>Propriétés physiques</i>	
Consistance normale de la pâte de ciment (%)	25 - 28,5
Surface de Blaine	4150 – 5250
Résistance à 28 jours	$\geq 42,5$

Tableau 3.I – Composition minéralogique et les principales caractéristiques physiques du ciment

L'emploi d'un ciment de type R est utilisé afin d'obtenir des résistances aux jeunes âges élevées et pour pouvoir surtout de démouler et manutentionner les éprouvettes sans problèmes et sans les abîmer.

Deux types d'essais ont été effectués en laboratoire afin de déterminer les principales caractéristiques

- Essai de consistance EN (196-3) :

La consistance de la pâte de ciment est sa plus ou moins grande fluidité. C'est une caractéristique qui évolue au cours du temps. Cet essai est effectué avec l'appareil de Vicat conformément à la norme EN 196-3 (**voir annexe I pour les détails de la méthode**).

La distance qui caractérise la consistance de la pâte à ciment est : $d=6\text{mm}$. Donc la consistance de la pâte est normalisée.

- **Temps de prise à 20 °C:**

Il est nécessaire de connaître les début et fin de prise des pâtes de ciment (des liants hydrauliques) afin de pouvoir évaluer le temps disponible pour la mise en place correcte des mortiers et des bétons qui seront ensuite confectionnés.

Les essais se font à l'aide de l'aiguille de Vicat conformément à la norme EN 196-3, qui donne deux repères pratiques : le début de prise et la fin de prise.

Début de prise : 150 min

Fin de prise : 220min

3.1.2. Les additions minérales

Les trois types d'additions récupérées de déchets de construction au cours de cette étude sont:

- **Les déchets de brique**

Ces déchets proviennent de la briqueterie de Tizi-Ouzou. Ils ont été concassés manuellement au niveau du laboratoire, puis broyés jusqu'à la fraction granulaire inférieure à 80µm (Fig.3.1). Les tableaux 3.2 et 3.3 résumes la composition et les principales caractéristiques de ce filler.



Fig.3.1.Déchets de brique.

Composition chimique (%)													
SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	CaO	MgO	S	FeS_2	PF	k_2O	Na_2O	SO_3	Cl^-	F	SO_{3T}
48.09	16.85	5.64	10.24	1.51	0.15	0.28	13.82	1.85	0.76	0.1	0.116	0.1	0.49

Tableau 3.2.Composition chimique du déchet de brique broyé.

Caractéristique	forme	couleur	densitéabsolue	dosagerecommandé	absorption
Résultats	poudre	rouge brique	2.51	5% à 10%	10%

Tableau 3.3. Quelques caractéristiques de déchet de brique broyé.

- Les déchets de marbre

Récupéré d'une marbrerie de Meklaa de la wilaya de Tizi-Ouzou, ce marbre est fourni sous forme d'une poudre mouillée. La pâte est dans un premier temps séchée à une température 105 °C. Les mottes de marbre obtenues sont par la suite broyées pour disperser la poudre. La poudre grossière est concassée pour réduire son diamètre et optimiser la quantité à récupérer. Les fines à diamètre inférieur à 80µm sont alors récupérées.



Fig.3.2. La poudre de marbre utilisé

Caractéristique	forme	couleur	densitéabsolue	absorption(%)
Résultats	poudre	beige	2.64	3.31

Tableau 3.4 Caractéristiques de déchet de marbre.

Voir la fiche technique en **annexe 3** pour plus d'indications sur ce produit.

- Le Tuf

Récupéré à Meklaa de la wilaya de Tizi-Ouzou, il est fourni sous forme de poudre mouillée. Après séchage à 105 °C, les fines à diamètre inférieur à 80µm ont été récupérées.



Fig.3.3. Le Tuf utilisé.

Le tableau 3.5 donne quelques caractéristiques de ce filler et pour plus d'indications sur ce produit voir la fiche technique en annexe 3.

Caractéristique	Forme	couleur	Densité absolue	absorption(%)
Résultats	Poudre	jaunâtre	2.53	1.86

Tableau 3.5 Quelques caractéristiques du Tuf.

3.1.3. L'Adjuvant (Superplastifiant)

Le Super plastifiant haut réducteur d'eau MEDAPLAST 40 a été fourni par les produits Granitex. Il permet d'obtenir des bétons et mortiers de grande qualité en termes de résistance et de fluidité. En plus de sa fonction principale de Super-plastifiant, il diminue considérablement la teneur en eau du béton.

Caractéristique	forme	couleur	PH	densité	teneur en	dosage recommandé
Résultats	liquide	marron	8.2	1.20±0.01	<11 g /L	0,5% à 2%

Tableau 3.6 Quelques caractéristiques de MEDAPLAST 40.

Voir la fiche technique en **annexe 3** pour plus d'indications sur ce produit.

3.1.4 Les granulats

Nous utilisons dans ce projet des granulats concassés provenant des carrières conformes à la norme NF EN 12620 +AI [54]. Ils sont de trois classes granulaires: Sable 0/3, Gravier 3/8 et Gravier 8/16.les différentes étapes de leurs caractérisations sont décrites dans la suite.

- Echantillonnage (NF P 18-553)

Les essais effectués en laboratoire se font sur des quantités réduites de matériaux que l'on appelle *"ECHANTILLONS"*.L'échantillon doit être représentatif de l'ensemble du matériau dans lequel on fait le prélèvement. Les résultats obtenus doivent correspondre aux caractéristiques de l'ensemble du matériau.

- Analyse granulométrique (EN 933-I et EN 933-2)

Elle consiste à déterminer la distribution dimensionnelle des grains constituant l'échantillon en utilisant des tamis, emboîtés les uns sur les autres, dont les dimensions des ouvertures sont décroissantes du haut vers le bas [86]. L'échantillon étudié est mis sur le tamis supérieur et le classement des grains est obtenu par vibration de la colonne de tamis (**Voir annexeI**).La courbe granulaire est importante car elle apporte les renseignements sur les limites des granulats, la proportion d'éléments fins ainsi que la continuité de la granularité. Plus une courbe est régulière plus le squelette granulaire formé est compact (meilleure compacité du squelette du béton). Par ailleurs, la courbe granulaire a aussi un effet sur l'ouvrabilité du béton.

Les résultats de l'essai pour les granulats utilisés (**Voir annexe2**). Sur la figure 3.4 sont représentées les courbes granulaires (Sable 0/3 ; gravillons 3/8 et gravillons 8/16).

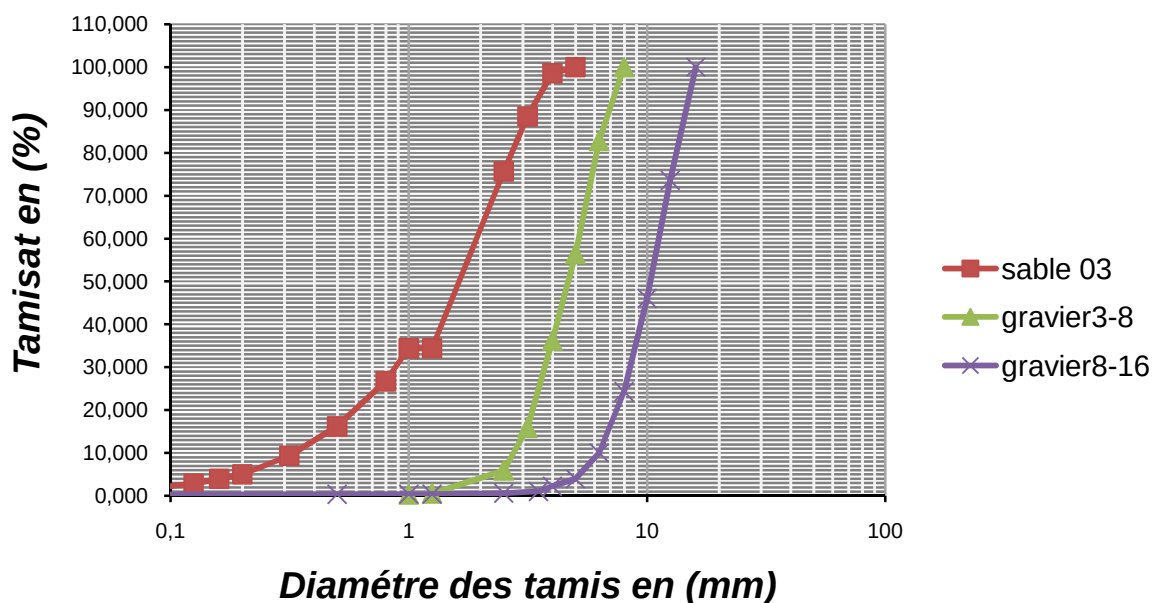


Fig.3.4. Courbes granulaires des trois granulats.

- **Masse volumique apparente et absolue (NF P 18-554 et NF P 18-555) :**

La masse volumique d'un corps est la masse de l'unité de volume de ce corps. Le volume absolu ne prend pas en considération les vides inclus et le volume apparent fait intervenir les vides intra et inter-granulaires.

Les résultats sont indiqués dans le tableau 3.7.

Granulats	Sable (0/3)	Gravier (3/8)	Gravier (8 /16)
Masse volumique absolue (g/cm^3)	2,6	2,5	2,5
Masse volumique apparente (g/cm^3)	1,6	1,49	1,38

Tableau 3.7. Masse volumique apparente et absolue des granulats.

- **Coefficient d'absorption (NF P18-554) :**

Certains matériaux granulaires peuvent présenter une porosité interne qui est préjudiciable, en particulier, à la résistance au gel des bétons. En effet, l'eau incluse dans le granulat provoque l'éclatement du béton lorsque celui-ci est soumis de manière prolongée à des basses températures. La porosité est le rapport du volume des vides au volume réel (apparent) de l'échantillon. Le coefficient d'absorption est le rapport de la masse d'eau absorbée par le matériau jusqu'à saturation à la masse de l'échantillon sèche. Les résultats de caractérisation de l'absorption des différents granulats sont récapitulés dans le tableau 3.8.

Granulats	Sable (0/3)	Gravier (3/8)	Gravier (8 /16)
Absorption(%)	3,2	2,43	1,31

Tableau 3.8. Résultats d'absorption.

- **Module de finesse du sable (NF P18-304) :**

Les sables doivent présenter une granulométrie telle que les éléments fins ne soient ni en excès, ni en trop faible proportion. S'il y a trop de grains fins, il sera nécessaire d'augmenter le dosage en eau du béton tandis que si le sable est trop gros, la plasticité du mélange sera insuffisante et rendra la mise en place difficile. Le caractère plus ou moins fin d'un sable peut être quantifié par le calcul du module de finesse (MF). Celui-ci correspond à la somme de pourcentages des refus cumulés, ramenés à l'unité, pour les tamis de modules 23, 26, 29, 32, 35, 38. Ce paramètre est en particulier utilisé pour caractériser la finesse des sables à bétons.

La valeur du module de finesse dépend surtout de la teneur en grains fins du sable. Les résultats sont indiqués dans le tableau 3.9 suivant.

Granulats	Sable (0/3)	Spécifications	
Module de finesse M_f	3,19	$2,8 < M_f < 3,2$	sable grossier
		$2,2 < M_f < 2,8$	sable moyen
		$1,8 < M_f < 2,2$	sable fin

Tableau 3.9. Module de finesse du sable.

En conclusion, le sable est grossier.

- **Equivalent de sable (NF P18-598):**

Cet essai est un essai de propreté, la valeur de l'E.S. exprime le pourcentage de fines contenues dans le sable.

L'absence de fines ne permet pas d'obtenir un béton compact.

L'excès de fines est défavorable dans la mesure où il augmente la demande en eau, donc le rapport E/C donne une faible valeur de la résistance.

L'essai à donner les résultats présentés dans le tableau 3.10.

Granulats	Sable (0/3)	spécification
Equivalent de sable visuel (ESV) (%)	93,62	70 à 80 pour un sable roulé
Equivalent de sable sous le poids d'un piston (ES) (%)	91,49	> 65 pour un sable concassé

Tableau 3.10. Valeur de l'équivalent de sable.

Donc le sable est propre.

3.2. Formulation des bétons

3.2.1. Formulation du béton ordinaire

Une méthode pratique et simplifiée a été utilisée pour l'élaboration du béton ordinaire (vibré), celle de « DREUX GORISSE » [21]. Elle permet de définir de façon simple et rapide une formule de composition adaptée au béton étudié. Le mode opératoire est le suivant :

- **Critère de résistance :**

Le béton doit être formulé pour qu'à 28 jours sa résistance moyenne en compression atteigne la valeur caractéristique σ'_{28j} .

Cette valeur doit, par mesure de sécurité, être supérieure de 15 % à la résistance minimale en compression σ_{28j} nécessaire à la stabilité de l'ouvrage.

$$\sigma'_{28J} = 1,15\sigma_{28J}$$

La résistance désirée pour le béton témoin à 28 jours est:

$$\sigma_{28J} = 26MPa$$

D'où la résistance moyenne visée pour le béton témoin à 28 jours :

$$\sigma'_{28J} = 1,15 \times 26$$

$$\sigma'_{28J} = 30 MPa$$

- **Dosage en ciment et en eau :**

Le rapport C/E est déterminé grâce à la formule de Bolomey

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

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

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

σ'_c : Classe vraie de ciment en MPa.

G : Coefficient granulaire.

C : Dosage en ciment (Kg de ciment / m^3 de béton).

E : Dosage en eau (Kg d'eau / m^3 de béton ou litre d'eau / m^3 de béton).

Qualité des granulats	Dimension D des granulats		
	$D \leq 16mm$	$25 \leq D \leq 40mm$	$D \geq 63mm$
Excellente	0,55	0,60	0,65
Bonne, courante	0,45	0,50	0,55
Passable	0,35	0,40	0,45

Tableau3.II Valeurs approximatives du coefficient granulaire G.

Les granulats utilisés ont un diamètre de 16 mm et sont de bonne qualité, d'où un coefficient granulaire **G=0,45**.

Le ciment retenu est un CPJ CEM II / 42,5 R.

Donc Le rapport $\frac{C}{E}$ vaut : $\frac{C}{E} = \frac{30}{0,45 \times 42,5} + 0,5 = 2,07$.

- Dosage en ciment par 1m^3 de béton :

Connaissant le rapport $\frac{C}{E}$ et l'affaissement au cône d'ABRAMS souhaité A, on en déduit, grâce à l'abaque (fig.3.5), $\frac{C}{E}$ en fonction de A, le dosage en ciment correspond :

$\frac{C}{E} = 2,07$
 $C = 400\text{Kg}$
 $A = 8\text{cm}$

$\left. \begin{array}{l} \frac{C}{E} = 2,07 \\ C = 400\text{Kg} \\ A = 8\text{cm} \end{array} \right\} \longrightarrow \text{L'abaque donne la valeur du dosage en ciment :}$
 (Voir la figure 3.6)

$\frac{C}{E} = 2,07$
 $C = 400\text{Kg}$

$\left. \begin{array}{l} \frac{C}{E} = 2,07 \\ C = 400\text{Kg} \end{array} \right\} \longrightarrow \text{On déduit la valeur de E qui est :}$
 $E = 194\text{Kg}$

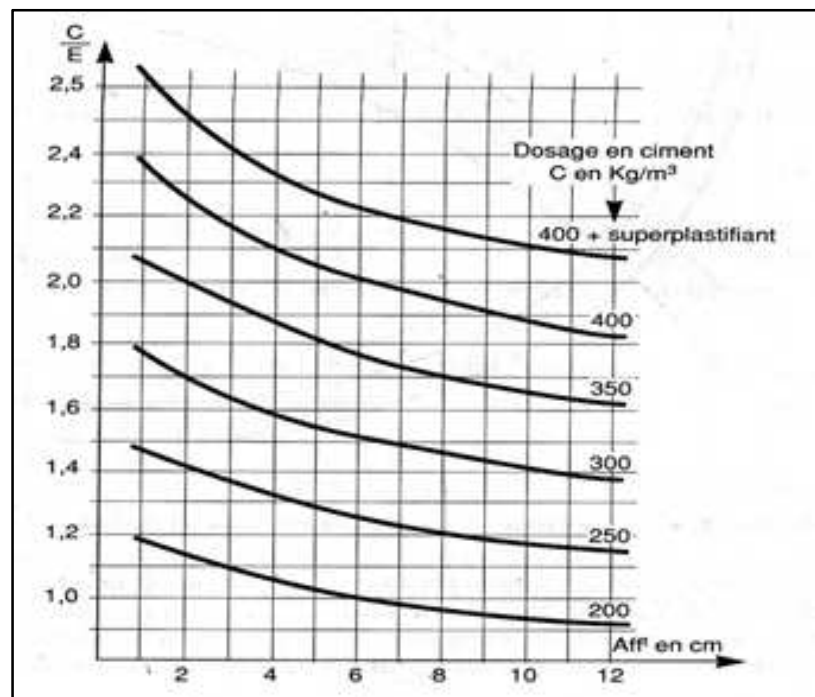


Fig.3.5 Abaque permettant d'évaluer approximativement le dosage en ciment à prévoir en fonction du rapport C/E et de l'ouvrabilité désirée (affaissement au cône).

- **Tracé de la courbe granulaire de référence :**

Cette courbe correspondant au mélange des granulats sable et graviers.

Sur le même graphe d'analyse granulométrique (pourcentage des tamis en fonction du module ou diamètre des tamis), déjà obtenu (voir figure 3.6), on trace une courbe granulaire de référence OAB avec :

Le point **O** est repéré par les coordonnées : $[0,080 ; 0]$.

Le point **B** est repéré par les coordonnées : $[D ; 100]$, (D : le diamètre du plus gros granulat).

Le point de **brisure A** correspond aux coordonnées suivantes :

- **En abscisse :**

Si $D \leq 20$ mm, l'abscisse est a $D/2$.

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

Le plus gros granulat est de diamètre $D=16$ mm, donc le point de brisure a pour abscisse : $D/2=8$ mm.

- **En ordonnée :**

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

Avec :

K : coefficient qui dépend du dosage en ciment, de l'intensité de vibration, de la forme des granulats roulés ou concassés.

Dans cette étude, le dosage en ciment vaut 400 Kg/m^3 , la vibration est normale les granulats sont concassés, d'où le coefficient $K=0$ (tableau 10-12 de [22]).

K_s : Coefficient tenant compte du module de finesse du sable M_f .

Le module de finesse du sable vaut 3,19, la valeur de K_s est calculée par la formule suivant :

$$K_s = 6M_f - 15 = 4,14.$$

K_p : Coefficient de pompabilité, on prend en générale $K_p = + 5\%$ à 10% .

Le béton étudié n'est pas de qualité pompable d'où $K_p = 0$.

$$\text{Donc : } Y = 50 - \sqrt{16} + 0 + 4,14 + 0 = 50,14$$

Ainsi, les coordonnées du **point de brisure A** sont : $[8 ; 50,14]$.

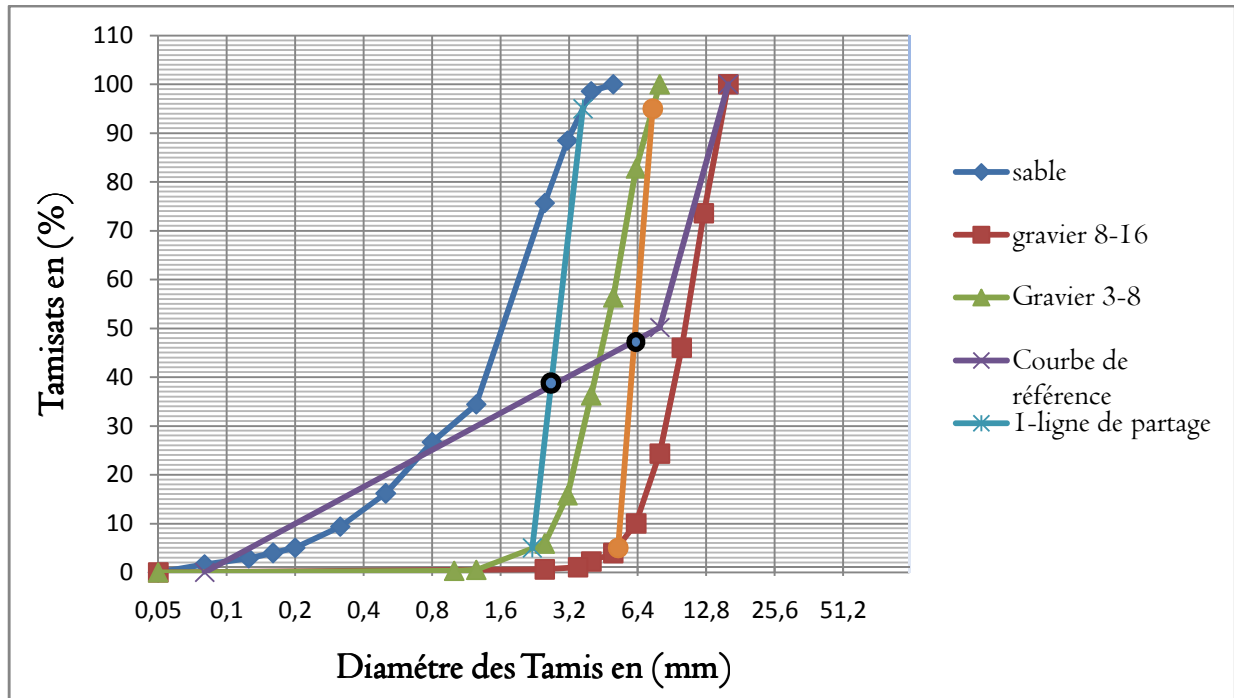


Fig.3.6 Courbes granulaires des trois granulats, la courbe brisée, avec les lignes de partage.

- **Les lignes de partage :**

Les droites jointant le point à 95% (tamisât) d'un granulat au point à 5% du granulat suivant (et ainsi de suite) sont appelées **lignes de partage**. Les points d'intersection des lignes de partage successives donnent en cumulés les pourcentages correspondant aux différents granulats successifs. Il s'agit de pourcentages en volumes absolus.

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

Sable (0/3) : 38.5%

Gravier (3/8) : 47% - 38.5% = 8.5%

Gravier (8/16) : 53%

- **Coefficient de compacité:**

C'est le rapport des volumes absolus en litres des matières solides : $V_M = V_g + V_c$ au volume total du béton frais soit un mètre cube: $\delta = \frac{V_M}{1000}$

En utilisant le tableau I0 des valeurs du coefficient de compacité [22], et après interpolation pour un diamètre maximum de granulats à 16 mm, on trouve une valeur de $\delta = 0,820$.

D'où

$$V_M = V_g + V_c = 0,820 \times 1000 = 820L.$$

- **Dosage des granulats :**

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

Volume absolu du ciment :

$$V_c = \frac{m_c}{\gamma} = \frac{400}{3,1} = 129,03 \text{ L.}$$

Avec m_c : Dosage en ciment (en masse).

γ : Masse volumique du ciment.

Volume absolu des granulats (l'ensemble) :

$$V_g = 1000 \delta - V_c = 820 - 129,03 = 691 \text{ L.}$$

Volume absolu du sable :

$$V_s = \frac{V_g \times 38,5}{100} = \frac{691 \times 38,5}{100} = 266,035 \text{ L}$$

Volume absolu du gravier 3/8 :

$$V_{G \ 3/8} = \frac{V_g \times 8,5}{100} = \frac{691 \times 8,5}{100} = 58,74 \text{ L}$$

Volume absolu du gravier 8/16 :

$$V_{G \ 8/16} = \frac{V_g \times 53}{100} = \frac{691 \times 53}{100} = 366,23 \text{ L}$$

Les dosages en masse des éléments secs (granulats, sable) pour 1 m^3 de béton sont donnés par :

$$\text{Masse de sable : } M_s = V_s \times \gamma_s = 692 \text{ kg}$$

$$\text{Masse de gravier 3/8 : } M_{G \ 3/8} = V_{G \ 3/8} \times \gamma_{G \ 3/8} = 147 \text{ kg}$$

$$\text{Masse de gravier 8/16 : } M_{G \ 8/16} = V_{G \ 8/16} \times \gamma_{G \ 8/16} = 916 \text{ kg}$$

Le tableau 3.12 suivant résume le calcul des proportions de chaque constituant pour le béton vibré (témoin).

	Sable 0/3	Gravier 3/8	Gravier 8/16	Eau	Ciment	E/C
Volume($1/\text{m}^3$)	266,035	58,74	366,23	194	129,03	1,504
Poids (Kg/m^3)	692	147	916	194	400	0,485

Tableau 3.12. Composition volumique et pondéral du béton vibré pour 1 m^3 .

3.2.2. Formulation des bétons autoplaçants

La plupart des formules de BAP sont conçues actuellement de manière empirique. La méthode de Dreux-Gorisse [101, 102, 103], n'est pas adaptée car elle ne prend en compte ni les adjuvants ni les additions, alors que ce sont des composants essentiels d'un BAP. La formulation est donc basée sur l'expérience acquise ces dernières années.

Certains ordres de grandeurs pour les proportions des constituants sont maintenant connus et utilisés :

- Un rapport $G/S = 1$.
- Un rapport $E/C = 0.485$.
- Un dosage en ciment de 400 kg/m^3 .
- Le volume d'air occlus (A) est de l'ordre de 5%.
- Un pourcentage en ajouts (superplastifiant, poudre de marbre, déchet de brique, tuf) sont déterminés de manière expérimentale afin de satisfaire les conditions de l'autoplaçant.

La formulation a été basée sur des compositions proposées dans la littérature spécialisée [61-62],

Pour pouvoir comparer les performances des différents bétons indépendamment de l'action du ciment, on a fixé le dosage de ce dernier à 400 kg/m^3 , ainsi le rapport E/C à 0,485 pour tous les bétons testés.

Le rapport G/S est fixé à 1 pour augmenter la quantité de sable, celle-ci permet d'assurer une meilleure stabilité et une quantité suffisante de mortier, ainsi pour diminuer la quantité des gros granulats dans le but d'éviter le risque de blocage, ce qui explique la diminution du rapport G/S de 1,5 à 1 par rapport au béton vibré. Alors la constitution du squelette est optimisée afin de réduire la ségrégation et favoriser l'écoulement.

Donc notre travail comporte 3 formulations de BAP en variant le type d'ajout minérale.

3.2.2.1. Formulation du béton autoplaçant (BAP1) avec la poudre de marbre

Dans 1 m^3 de béton on a les constituants suivants :

$$\text{Gravier (G)} + \text{Sable (S)} + \text{Ciment (C)} + \text{Eau (E)} + \text{Air (A)} + \text{ajout (PM)} = 1000 \text{ [l]}$$

- Le dosage en poudre de marbre est fixé à 50 % de Ciment

$$\text{PM} = 50\% \text{ C} = 200 \text{ kg/m}^3 = (200 / 2.64) = 75.75 \text{ l/m}^3.$$

$$\text{A} = 5 \text{ l/m}^3.$$

$$\text{E/C} = 0,485 \text{ avec } \text{C} = 400 \text{ kg/m}^3 = (400 / 3,1) = 129.03 \text{ l/m}^3.$$

$$\text{On a donc } \text{E} = 194 \text{ l/m}^3.$$

$$\text{On obtient alors } \text{G} + \text{S} = 1000 - 129.03 - 194 - 5 - 75.75$$

$$\text{G} + \text{S} = 596.22 \text{ l/m}^3$$

Puisque on a fixé $G/S=1$ on aura donc $G=S$
 $G=S=596.22/2=298.11 \text{ l/m}^3$.

On utilise 1/3 de gravier $(3/8) = 99.37 \text{ l/m}^3$
 $2/3$ de gravier $(8/16) = 198.74 \text{ l/m}^3$

Le dosage en super plastifiant est de 1.4 % de Ciment.
 Le tableau 3.13 suivant résume le calcul pour le BAP 1.

Composants	Composants(l/m^3)	Densité absolue	Composants(kg/m^3)
Ciment	129.03	3.1	400
Poudre de marbre	75.75	2.64	200
Sable (0/3)	298.11	2.6	775.09
Gravier (3/8)	99.37	2.5	248.42
Gravier (8/16)	198.74	2.5	496.85
Eau	194	1	194
Super plastifiant	4.67	1.2	5.6

Tableau.3.13 Composition du béton autoplaçant avec ajout de poudre de marbre.

3.2.2.2. Formulation du béton autoplaçant (BAP2) avec le Tuf:

Le dosage en Tuf est fixé à 50 % Ciment

Tuffe = 50% C = $200 \text{ kg /m}^3 = (200 / 2.53) = 79.05 \text{ l /m}^3$

Le dosage en super plastifiant est de 1.4 % de Ciment.

Le chemin de calcul est le même que pour le BAP1.

Le tableau 3.14 suivant résume le calcul pour le BAP 2.

Composants	Composants(l/m^3)	Densité absolue	Composants (kg/m^3)
Ciment	129.03	3.1	400
Tuf	79.05	2.53	200
Sable (0/3)	296.46	2.6	770.8
Gravier (3/8)	98.82	2.5	247.05
Gravier (8/16)	197.64	2.5	494.1
Eau	194	1	194
Super plastifiant	4.67	1.2	5.6

Tableau.3.14 Composition du béton autoplaçant avec ajout de Tuf.

3.2.2.3. Formulation du béton autoplaçant (BAP3) avec le déchet de brique:

Le dosage en déchet de brique est fixé à 10 % Ciment

$$DB = 10\% C = 40 \text{ kg } / m^3 = (40 / 2.51) = 15.94 \text{ l } / m^3 .$$

Le dosage en super plastifiant est de 1.4 % de Ciment.

Le chemin de calcul est le même que pour le BAP1 et BAP2.

Le tableau 3.15 suivant résume le calcul pour le BAP3.

Composants	Composants(l/m^3)	Densité absolue	Composants (kg/m^3)
Ciment	129.03	3.1	400
Déchets de brique	15.94	2.51	40
Sable (0/3)	328.015	2.6	852.84
Gravier (3/8)	218.68	2.5	546.7
Gravier (8/16)	109.34	2.5	273.35
Eau	194	1	194
Super plastifiant	4.67	1.2	5.6

Tableau 3.15 Composition du béton autoplaçant avec ajout de déchet de brique.

Les compositions des différents bétons sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Composants (Kg/m^3)	BV	BAP I	BAP2	BAP3
Ciment	400	400	400	400
Sable (0/3)	692	775.09	770.8	852.84
Gravier (3/8)	147	248.42	247.05	273.35
Gravier (8/16)	916	496.85	494.1	546.7
Eau	194	194	194	194
Superplastifiant	—	5.6	5.6	5.6
Poudre de marbre	—	200	—	—
Déchets de brique	—	—	—	40
Tuf	—	—	200	—

Tableau 3.16 Composition des différents bétons pour $1m^3$.

3.3. Fabrication et caractérisation à l'état frais

3.3.1. Fabrication :

Les bétons autoplaçants sont très sensibles à la teneur en eau. Les matériaux de base sont à la même température que le laboratoire de fabrication. La teneur en eau des granulats et du sable est mesurée afin d'ajuster la quantité d'eau à introduire dans le malaxeur.

Le malaxeur utilisé pour la fabrication des bétons est à axe vertical et il a une capacité de 60 litres. la fabrication se déroule comme suit :

1 _ Préparation des moules nécessaires pour les différents essais, vérifier leur nombre et qu'ils sont bien graissés afin de faciliter par suite le décoffrage.

2 _ Vérifier que tout le matériel est à disposition et que les matériaux sont bien séchés.

3 _ Préparer la quantité d'eau nécessaire pour la gâchée. Le superplastifiant est ajouté à la première moitié de l'eau de gâchage.

4 _ Pré mouillage du malaxeur pour limiter une absorption supplémentaire de l'eau de gâchage par les parois de malaxeur,

5 _ Peser les matériaux secs, les introduire dans le malaxeur et les prés humidifiés avec 10% de l'eau de gâchage.

6 _ Mettre le malaxeur en marche pour homogénéiser le mélange sec pendant 30 secondes.

7 _ Laisser le malaxeur en marche et ajouter progressivement la première moitié de l'eau de gâchage (celle qui contient l'adjuvant) et mélanger pendant 1 minute 30 secondes.

8 _ Introduire la partie restante d'eau graduellement et malaxage pendant 2 minutes.

9 _ Effectuer immédiatement les essais de caractérisation du béton frais (voir la description des essais en annexe 4)

10 _ Mettre en place les différents moules destinés aux échantillons correspondants aux essais programmés.

Les bétons vibrés ont été mis en place par vibration à l'aide des dispositifs vibratoires traditionnels (principalement aiguille vibrante et table vibrante). Les bétons autoplaçants n'ont subi aucune vibration, ni autre méthode de compaction.

3.3.2. Conservation des éprouvettes

Après le coulage, les éprouvettes sont laissées à température ambiante au laboratoire et sont démoulées après 24 heures. Par suite, elles sont conservées sous un chiffon maintenu humidifié afin de garantir l'hydratation du ciment jusqu'à l'échéance déterminée, à savoir, 28 jours.

- **Bétons élaborés :**

- Béton vibré (témoin).
- BAPI avec ajout de la poudre de marbre (50%C) et un dosage en super plastifiant de 1,4 %C, $E/C = 0,485$.
- BAP2 avec ajout de tuf (50%C) et un dosage en super plastifiant de 1,4 %C, $E/C = 0,485$.
- BAP3 avec ajout des déchets de brique (10%C) et un dosage en super plastifiant de 1,4 %C, $E/C = 0,485$.

Dans ce cadre, ont été confectionnées :

32 éprouvettes cylindriques (16×32) cm^2 , soit 8 pour chaque type de béton, pour la mesure de la résistance à la compression simple à 28 jours.

32 éprouvettes entaillées ($15 \times 15 \times 30$) cm^3 , soit 8 pour chaque type de béton, pour l'essai de traction directe à 28 jours.

32 éprouvettes prismatiques ($10 \times 10 \times 40$) cm^3 , soit 8 pour chaque type de béton, pour l'essai de traction par flexion à 28 jours.

32 éprouvettes cylindriques (16×32) cm^2 , soit 5 pour chaque type de béton, pour l'essai de traction par fendage.

CHAPITRE 4

Caractérisation des Béton à l'état frais et à l'état durci

Généralement, quand il est question des propriétés du béton, ce sont des propriétés à l'état durci qui sont évoquées. Cependant avant de passer à l'état durci, le béton passe par une phase maniable durant laquelle il peut être mis en place.

L'étape de béton à l'état frais est la plus importante mais aussi la plus délicate, si le béton ne peut être placé correctement, les propriétés désirer à l'état durci ne seront pas obtenues.

Plusieurs essais à l'état frais et durci sont effectués au laboratoire les résultats sont présentés et suivis d'une interprétation et d'une conclusion.

4.I. Caractérisation à l'état frais :

Avant d'accepter une composition comme étant celle d'un BAP, il faut s'assurer que les propriétés du béton à l'état frais obéissent à certains critères établis selon les recommandations de l'AFGC.

4.I.1. Essai d'étalement (BAP) ou d'affaissement (BO) :

Cet essai caractérise la fluidité du béton, il s'agit de démouler un cône normalisé (cône d'Abrams) de béton frais et de mesurer le diamètre de la galette de béton obtenue (annexe 4). Il faut rappeler qu'est considéré comme autoplçant, un béton qui forme une galette d'un diamètre compris entre 60 et 75 centimètres.

Pour la formulation vibrée (BO), c'est le test traditionnel de l'affaissement qui s'est substitué à celui de l'étalement.



Fig.4.I. Essai d'étalement

Béton	BO	BAP1	BAP2	BAP3
Etalement (mm)	—	630-660	650-680	600-620
Affaissement (mm)	80		—	

Tableau 4.I Résultats de l'essai au cône d'Abrams

On peut constater que les bétons autoplçants respectent le critère d'étalement (compris entre 60 et 75cm). On a pu observer aussi que l'auréole de laitance à la périphérie des galettes de bétons était absente ou très faible.

Sur la consistance du béton ordinaire (vibré) ; aucune condition n'avait été fixée au préalable. L'affaissement obtenu est de classe S2 (béton plastique de 5 à 9cm d'après la norme NF EN 206-1).

L'étalement des BAP1 (poudre de marbre) et BAP2 (tuf) est meilleur comparé à celui du BAP3 (déchets de brique). On peut l'expliquer par rapport à la nature de l'ajout minéral, de son dosage et son état (inerte ou actif).

Ainsi, pour un même dosage en superplastifiant, le tuf et la poudre de marbre augmentent sensiblement l'étalement par rapport aux déchets de brique. Ces derniers absorbent plus et donc ont une plus grande demande en eau, ce qui réduit par conséquent l'ouvrabilité du béton.

4.1.2. Essai de la boîte en « L »

La boîte en « L » permet de tester la mobilité du béton en milieu confiné et de vérifier que sa mise en place ne sera pas contrariée par des phénomènes de blocage (Annexe 4).

Lors de cet essai, il est recommandé d'avoir un taux de remplissage supérieur à 80% [53]. C'est un indicateur de la ségrégation. Pour réaliser l'essai, la partie verticale de la boîte est remplie. Les recommandations préconisent d'attendre 1 minute avant d'ouvrir la trappe. Nous avons utilisé une boîte en L avec 2 barres. Ce cas correspond à des ouvrages d'usage courants comme les bâtiments. Lorsque le béton ne s'écoule plus, on mesure les hauteurs H1 et H2.



Fig.4.2Essai de la boîte en L

Béton	BAP1	BAP2	BAP3
Capacité de remplissage (H1/H2) (%)	0.85	0.88	0.78

Tableau 4.2 Résultats de la boîte en « L »

Les résultats obtenus sont satisfaisants.

4.1.3. Essai de stabilité au tamis :

L'essai au tamis est utilisé pour caractériser la stabilité du béton, soit son caractère à résister à la ségrégation statique : descente des gros gravillons par l'effet de la gravité et remonté de la pâte qui est légère. De plus par cet essai on peut distinguer s'il y a un problème de ressuage primaire, soit dans les 15 minutes après la gâchée. (Annexe 4).



Fig.4.3 Essai de stabilité au tamis

Pour la réalisation de cet essai il faut verser 10 litres de BAP dans un seau et le couvrir pour le protéger de la dessiccation pendant 15 minutes. Après 15 minutes il faut verser 4.8 ± 0.2 kg de béton sur le tamis à une hauteur de chute de $50 \text{ cm} \pm 5 \text{ cm}$ et relever la masse de béton traversant le tamis. Le but est de déterminer la quantité de laitance dans le fond.

Béton	BAP1	BAP2	BAP3
Poids de laitance %	3	9	6

Tableau 4.3 Résultats de l'essai de stabilité au tamis

Tous nos bétons ont présenté une bonne stabilité au tamis, pas de ségrégation statique. En effet, la quantité de laitance est située dans le domaine des BAP, soit inférieure à 15 % pour tous les BAP validés.

On tient toutefois à signaler que pour les BAP 1, on a relevé une laitance $P < 5 \%$, la résistance à la ségrégation est dite « importante ». Lorsque la stabilité au tamis est inférieure à 5 %, il y a lieu d'accorder plus d'attention quant à l'écoulement des bétons dans les éléments fortement ferraillés.

Pour les BAP 2 et 3, une laitance $P < 15\%$, stabilité satisfaisante, béton homogène et stable.

Cette stabilité est assurée d'une part, par l'importante quantité de mortier (sable+ciment) que contient le béton autoplaçant et d'autre part, par la nature de l'addition.

En résumé :

	BV	BAP1	BAP2	BAP3
Affaissement [mm]	80	—	—	—
Etalement [mm]	—	630-660	650-680	600-620
Boite en L H_2/H_1	—	0.85	0.88	0.78
Stabilité au tamis [%]	—	3	9	6

Tableau 4.4 Tableau récapitulatif des résultats d'essais à l'état frais des BAP.

Les caractéristiques à l'état frais des bétons autoplaçants sont satisfaisantes.

4.2. Essai sur béton durci :

4.2.1. Essai de compression uni axiale(NF P 18-406)

L'essai de compression consiste à soumettre l'éprouvette de béton à l'écrasement par compression axiale (figure 4.4). La mise en charge doit se faire d'une manière continue jusqu'à rupture de l'éprouvette conformément à la norme NF EN 12390-3 [53] (figure 4.5).

On note la charge maximale atteinte P (MN) et la surface de chargement $S(m^2)$, la contrainte maximale (résistance à la compression) s'écrit alors :

$$\sigma_c \text{ (MPa)} = P / S$$

L'aire de la section droite est de $200 \text{ cm}^2 = 0,02 \text{ m}^2$

Les essais de compression sont effectués sur des éprouvettes cylindriques $(16 \times 32) \text{ cm}^2$, à l'aide d'une presse hydraulique de capacité maximale 2000 kN (voir figure 4.5). Les essais ont été réalisés avec une vitesse de chargement de $0,5 \text{ MPa/s}$.



Fig.4.4Eprouvettes d'essai



Fig.4.5Presse utilisée pour la compression

Les résultats obtenus à l'échéance de 28 jours sont les suivants :

Béton	Résistance à la compression à 28 jours (MPa)
BO	26
BAP1	35.81
BAP2	38.27
BAP3	36.22

Tableau 4.5Résultats d'essai de compression sur les bétons étudiés

4.2.1.1. Confrontation des résultats expérimentaux à la loi de Sargin :

L'utilisation des modèles de comportement non linéaire pour le béton est encore relativement difficile. C'est qu'il faut pouvoir disposer des modèles adéquats, des paramètres qui caractérisent ce matériau considéré tel que l'élasticité, plasticité et l'endommagement..., dans des codes de calculs des structures pour mieux l'appliquer aux ouvrages de génie civil.

On se limitera au modèle de comportement de Sargin.

•Lois du comportement de Sargin [103]

Ce modèle est essentiellement employé dans le calcul des structures en béton armé. Il présente l'avantage de faciliter la détermination des paramètres du modèle à partir des essais effectués en laboratoire.

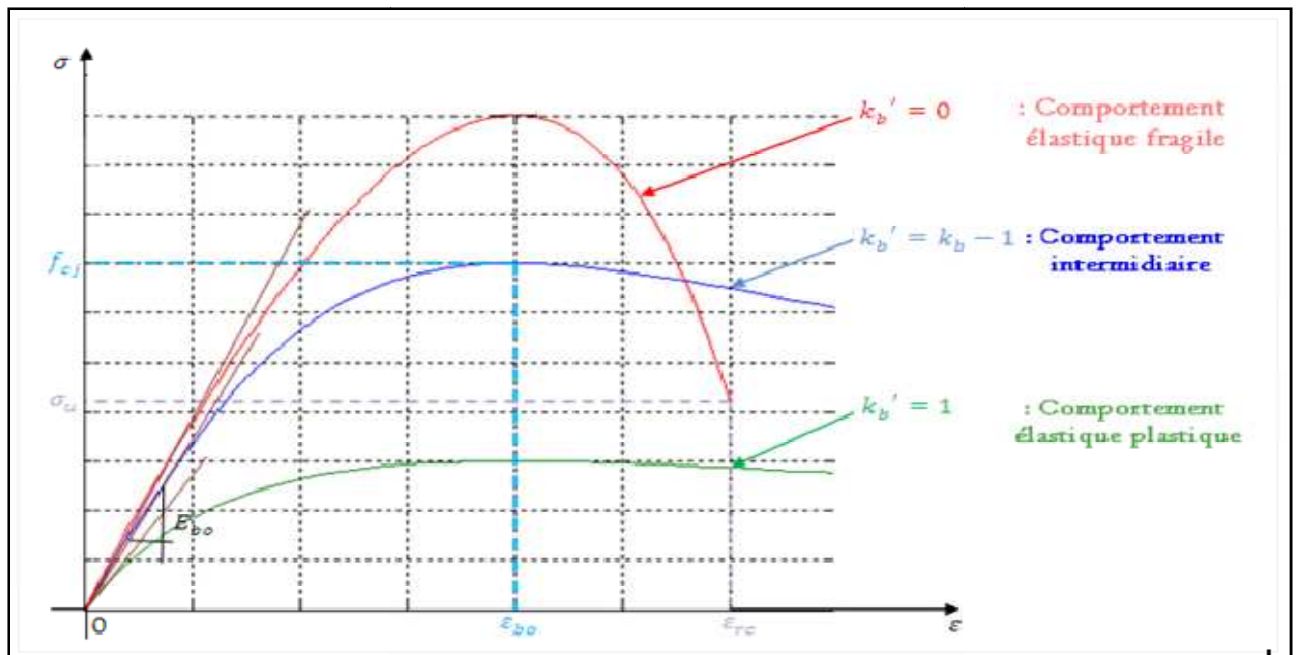


Fig.4.6 Comportement du béton en compression selon Sargin.

Pour décrire le comportement non linéaire du béton en compression, SARGIN a proposé la relation suivante :

$$\sigma = f_{cj} \frac{k_b \cdot \bar{\varepsilon} + (k_b - 1) \bar{\varepsilon}^2}{1 + (k_b - 2) \bar{\varepsilon} + k_b \bar{\varepsilon}^2}$$

Tel que :

$$\bar{\varepsilon} = \varepsilon / \varepsilon_0$$

$$k_b = \frac{E_{b0} \cdot \varepsilon_0}{f_{cj}}$$

$$E_{b0} = 11000 \sqrt[3]{f_{c0}}$$

Avec :

E_{b0} : module d'élasticité longitudinal du béton.

ε_{b0} : déformation du pic correspondant à f_{cj} .

f_{cj} : résistance à la compression du béton à l'âge j .

K_b , K_b' : sont des paramètres adimensionnels, ajustent la branche ascendante et descendante, respectivement, de la loi de Sargin.

Le paramètre K_b' influe essentiellement sur l'allure de la branche descendante.

$K_b'=0$: Correspond à un béton ayant un comportement élastique fragile, avec une branche qui descend brutalement.

$K_b'=1$: Correspond à un béton ayant un comportement élastique ductile, plastique, avec une branche descendante assez plate.

Pour un béton normal, on prend généralement : $K_b'=K_b-1$.

Le BPEL propose de prendre :

$k_b' = k_b - 1$	<i>pour</i>	$f_{cj} \leq 30 [Mpa]$
$k_b' = 0$	<i>pour</i>	$f_{cj} \geq 55 [Mpa]$
$k_b' = (k_b - 1) \left(\frac{55 - f_{cj}}{25} \right)$	<i>pour</i>	$30 < f_{cj} < 55 [Mpa]$

La déformation ε_0 correspondant au pic de contrainte peut être estimée par la formule donnée par le BPEL :

$$\varepsilon_0 = 0,62 \cdot 10^{-3} \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Et le module à l'origine par :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c0}}$$

Le béton non armé possède une capacité de déformation à la rupture ϵ_{cu} très limitée, de l'ordre de $3,5.10^{-3}$. Cette valeur est de l'ordre de 2 fois le raccourcissement maximum élastique ϵ_{b0} .

A partir des résultats expérimentaux on a pu tracer et programmer la loi de Sargin à l'aide de logiciel de programmation MATLAB les courbes contrainte-déformation pour chaque type de béton.

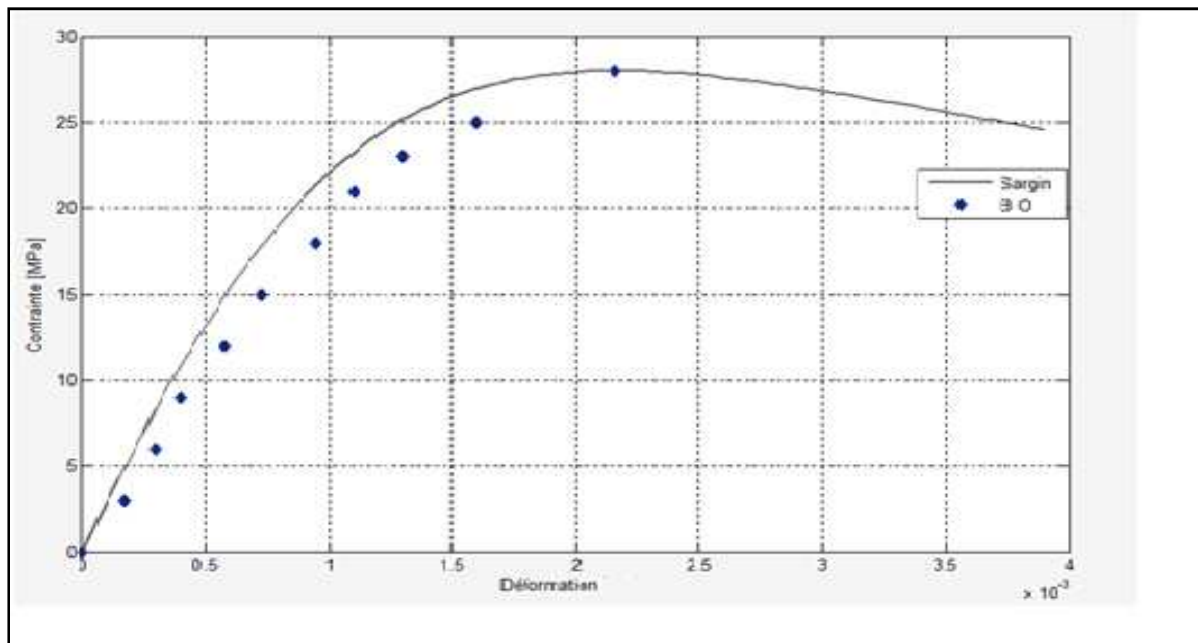


Fig.4.7. Confrontation de la courbe contrainte-déformation du modèle de Sargin avec la courbe expérimentale de BO.

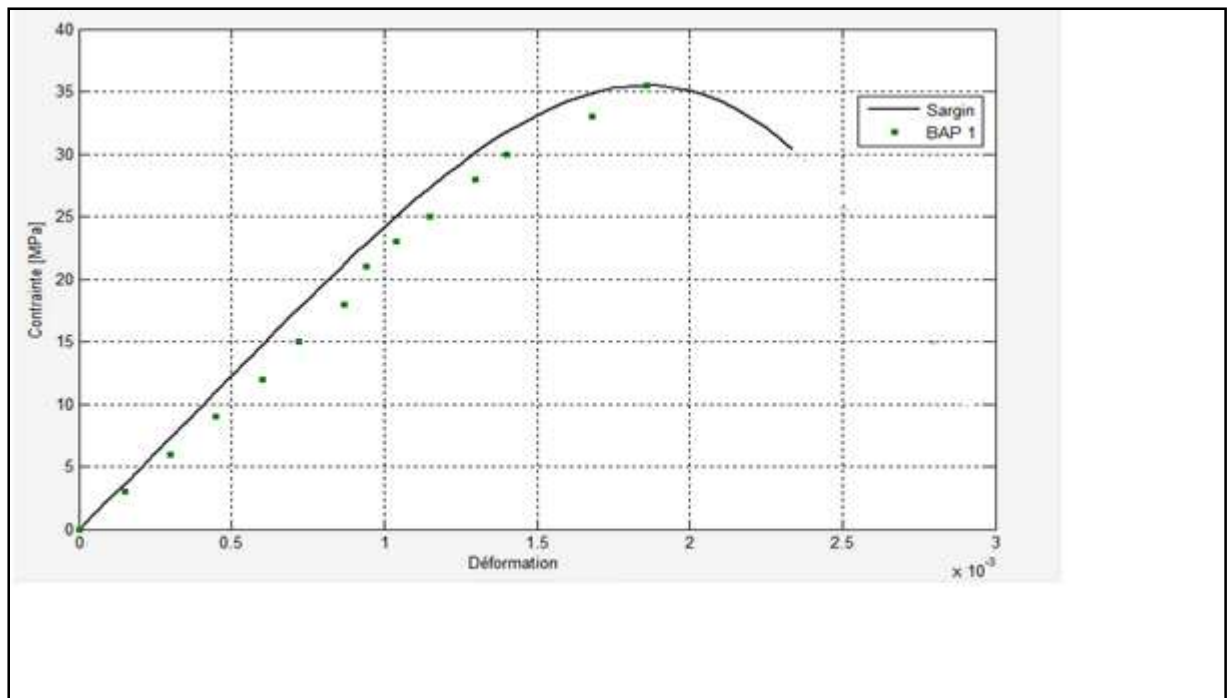


Fig.4.8. Confrontation de la courbe contrainte-déformation du modèle de Sargin avec la courbe expérimentale de BAP 1.

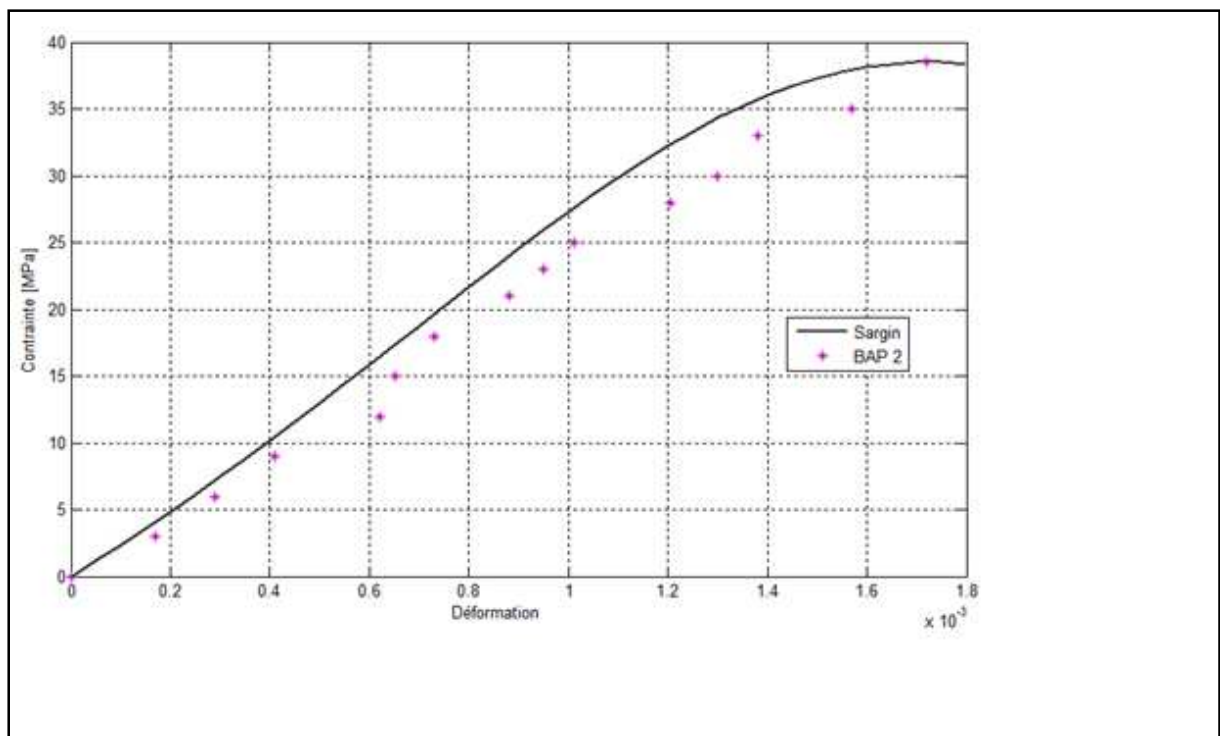


Fig.4.9. Confrontation de la courbe contrainte-déformation du modèle de Sargin avec la courbe expérimentale du BAP 2.

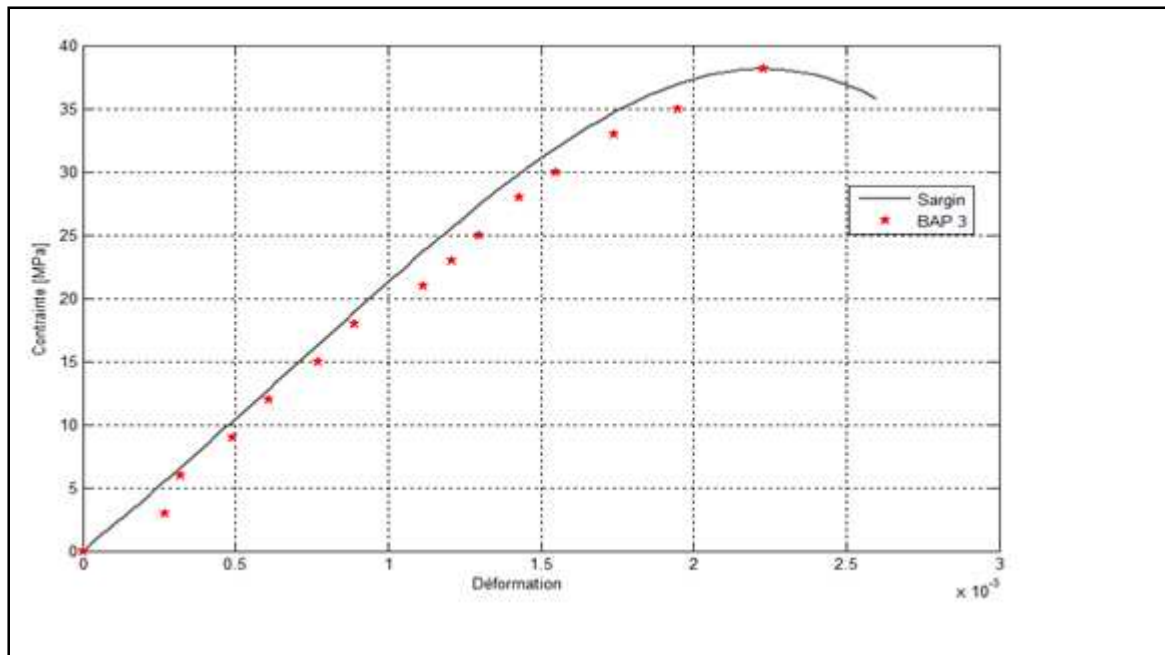


Fig.4.10. Confrontation de la courbe contrainte-déformation du modèle de Sargin avec la courbe expérimentale du BAP 3.

4.2.2. Discussions des résultats en compression :

Pour les essais de compression, les courbes obtenues présentent toutes une partie droite dans le domaine élastique linéaire, puis vient la partie non linéaire.

Le maximum des courbes correspond à la résistance maximale F_{cj} et au-delà, les courbes devraient présenter une branche descendante jusqu'à rupture du matériau. Un palier de ductilité est observé sur la courbe représentant le comportement du BO : comportement élasto – plastique (observé sur la courbe loi de Sargin). Il est moins visible sur les BAP du fait probablement de la résistance plus élevée : comportement se rapprochant du comportement élastique - fragile.

Un constat se porte sur la résistance à 28 jours des BAP, avec les matériaux utilisés (déchets de construction), nous avons pu formuler un béton autoplaçant qui présente une très bonne résistance mécanique à la compression (> 35 MPa) par rapport au béton

ordinaire pour le même dosage en ciment et un rapport $E/C = 0,485$ pour tous les bétons.

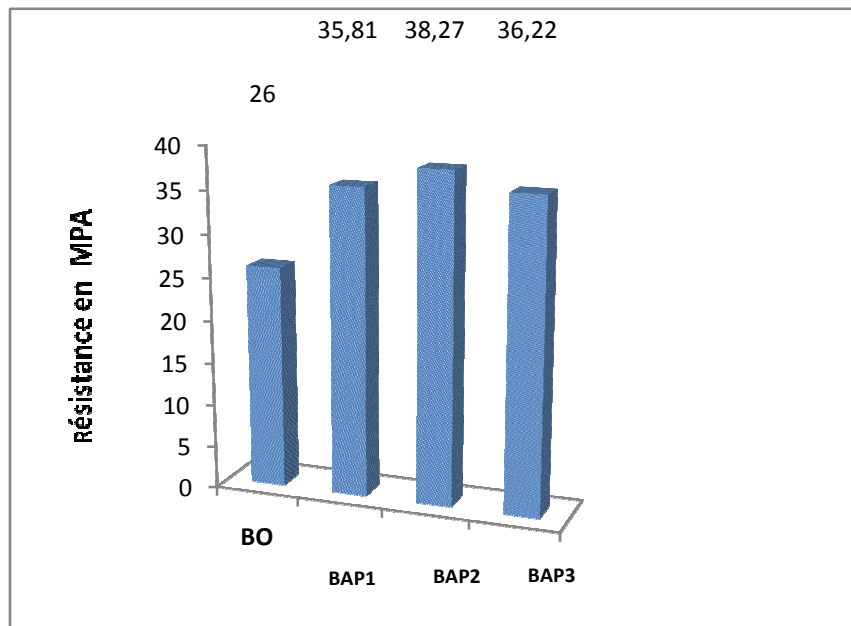


Fig.4.II Résistances à la compression des différents bétons étudiés.

On remarque que le BAP2 (ajout de TUF) a la résistance la plus élevée par rapport à la compression.

Les résistances élevées des BAP sont liées :

- Au volume de pâte important.
- A l'utilisation du superplastifiant "Médaplast 40" dans les formulations des bétons autoplacants qui peut avoir une influence bénéfique sur la résistance.
- A la présence d'une quantité importante des ajouts (poudre de marbre, tuf, déchets de brique) comme addition dans les BAP, ce qui peut également avoir une action positive sur leurs compacités (réduire le volume des vides entre les granulats) et par conséquent sur leurs résistances mécaniques.

4.2.3. Essai de traction directe

Cet essai est réputé être difficile à réaliser car il demande à la fois un matériel performant et des précautions expérimentales.

La condition de la réalisation d'essai de qualité est l'obtention d'un champ de contraintes homogène. Ceci dépend principalement de deux paramètres :

- Homogénéité de l'effort transmis à l'éprouvette, obtenue en utilisant des casques de même dimension que les éprouvettes ;
- Limitation de flexion parasite, en assurant un centrage aussi bon que possible de l'effort.

Les essais de traction directe ont été réalisés au laboratoire sur une presse hydraulique **Ibertest** pilotée par un micro-ordinateur (Figure 4.12). Sa capacité maximale est de 200KN, elle est programmée pour les essais de compression et les essais de flexion. Afin de réaliser des essais de traction directe sur des éprouvettes en béton, il fallait mettre en œuvre un dispositif de fixation des éprouvettes sur les mores de la machine [20]. Ce dispositif (figure 4.13) et les moules d'éprouvettes pour l'essai de traction, sont confectionnées au sein de l'atelier (Hall industriel) à « OUED AISSI », de l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou. Les dimensions de ce dispositif ont été choisies en fonction de l'appareillage de la machine Ibertest.



Fig.4.12. Presse hydraulique Ibertest Fig.4.13. Dispositif d'ancrage

Les éprouvettes à tester en haltères de section droite $90 \times 90 \text{ [cm}^2\text{]}$ et de longueur utile 10 [cm], elles sont entaillées pour concentrer la contrainte afin d'initier la rupture. On

appellera contrainte, le rapport entre l'effort mesuré et l'aire de la section entaillée. Les éprouvettes réalisées sont soumises à l'essai, vingt-huit jours après le coulage.

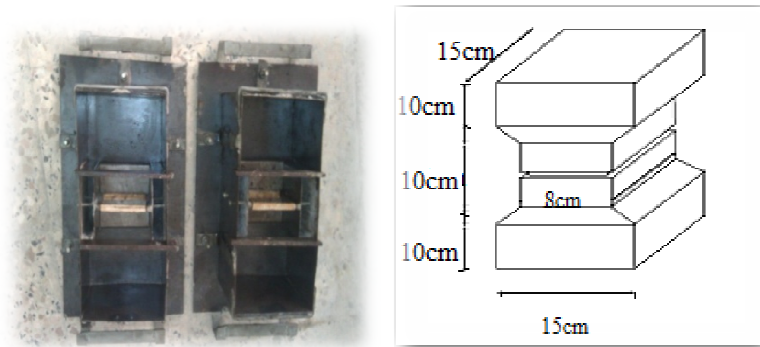


Fig.4.14 Forme et dimensions de l'éprouvette de traction directe

L'effort vertical de traction est appliqué progressivement à vitesse de chargement très lente ($0.05\text{MPa} / \text{seconde}$) jusqu'à la rupture de l'éprouvette. Le logiciel Wintest 32 programmé pour cette presse enregistre, pour chaque pas de chargement la valeur de l'effort vertical, ainsi que la déformation correspondante qui sont présentées directement sous forme de graphe et de tableaux force-déformation.

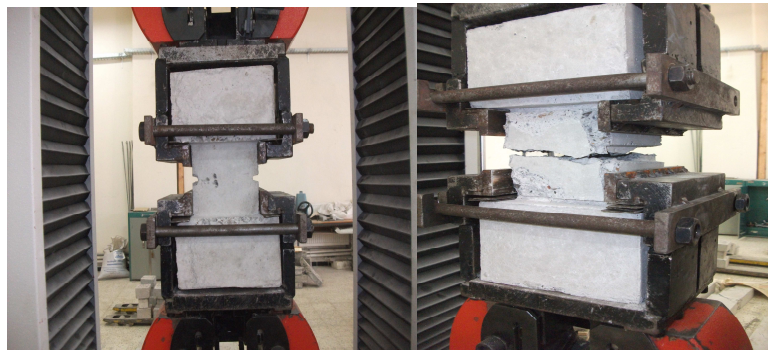


Fig.4.15Essai de traction directe**Fig.4.16**Rupture de l'éprouvette



Fig.4.17 Surface de rupture

- **La relation entre traction et compression :**

La relation réglementaire (**règle BAEL A.2.1, I2**) qui lie la résistance caractéristique à la traction f_{tj} à j jours du béton et sa résistance caractéristique en compression f_{cj} , dans laquelle et sont exprimés en MPa (ou N/mm²). Cette formule est valable pour les valeurs de $f_{cj} \leq 60$ MPa s'écrit :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj}$$

- **La relation entre traction directe et traction par flexion et par fendage (EUROCODE 2, page 34 et 35) :**

Lorsqu'il est nécessaire de contrôler la valeur de **la résistance à la traction F_{ct}** , on peut en faire la mesure de manière indirecte :

- **Soit par essai de flexion pure.**
- **Soit par essai de fendage.**

Ces deux essais sont plus faciles à réaliser que l'essai de traction directe.

4.2.4. Essai de traction par flexion :

L'essai de traction par flexion est effectué sur des prismes de sections carrées (10x10x40) cm³. Le prisme est placé dans une machine automatique de flexion soumise à une charge croissante jusqu'à sa rupture (figure 4.18).

On note alors la charge de rupture P et la résistance à la traction s'écrit :

$$F_{ct} = 0.6 F_{ct,fl} = 0.6 \frac{6.M}{a^3}$$

Avec M : moment de rupture,

a : côté de la poutre.

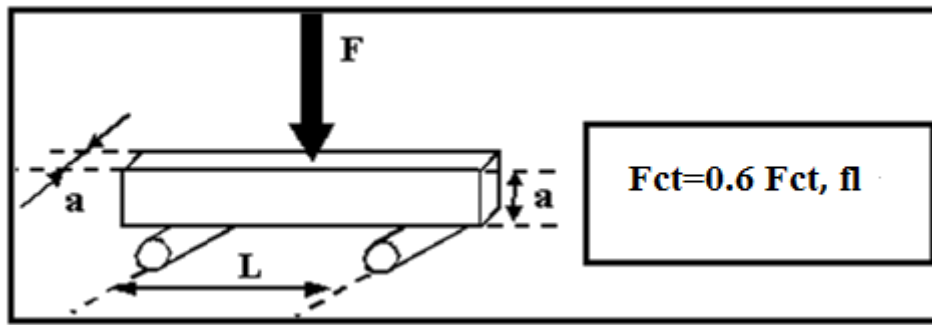


Fig.4.18: Essai de traction par flexion.

4.2.5. Essai de fendage diamétral d'une éprouvette cylindrique («essai brésilien» ou «splitting»):

L'essai consiste à appliquer une charge de compression centrée selon 2 génératrices de l'éprouvette. Les contraintes induites provoquent la rupture suivant un plan diamétral de l'éprouvette.

Lors d'un essai de fendage, la partie centrale de l'éprouvette est soumise à la fois à des contraintes de compression et à des contraintes de traction.

Dans ce cas la résistance en traction f_{ct} peut être estimée à partir de celle mesurée $f_{ct,sp}$ par la relation (EUROCODE2 relation 3.3 page 35)

$$f_{ct} = 0,9 f_{ct, sp} = 0,9 \frac{2 \cdot P}{\pi d l}$$

Avec : d : diamètre de l'éprouvette

l : longueur de l'éprouvette

P : charge de rupture

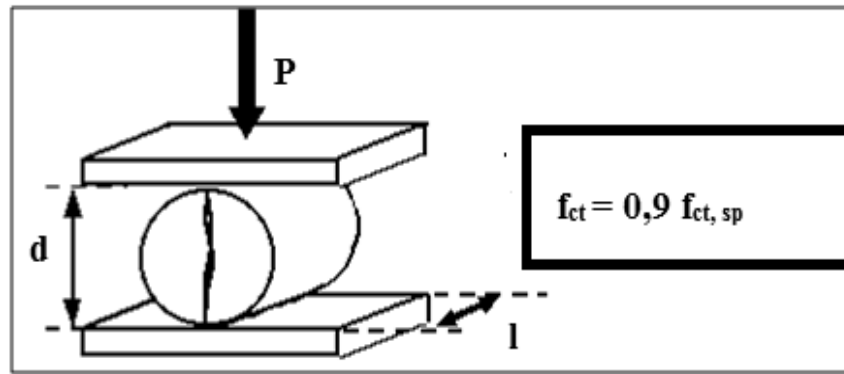


Fig.4.19Essai de traction par fendage

Les coefficients 0,6 et 0,9 proviennent des comparaisons faites avec des mesures de la résistance par traction directe (délicats à réaliser).

Le tableau ci-dessous regroupe les valeurs des résistances obtenues des différents essais

Compression		Ftj (MPa)			
	Fcj exp (MPa)	Traction directe	Traction théorique (ftj=0,6 +0,06fcj)	Traction par flexion	Déduite du fendage
BV	26	1.89	2.16	3.17	1.85
BAP1	35.81	1.45	2.75	2.89	1.86
BAP2	38.27	1.53	2.90	3.37	2.03
BAP3	36.22	1.36	2.77	2.80	1.87

Tableau 4.6Valeurs des résistances pour les essais de traction.

4.2.6. Discussion des résultats en traction

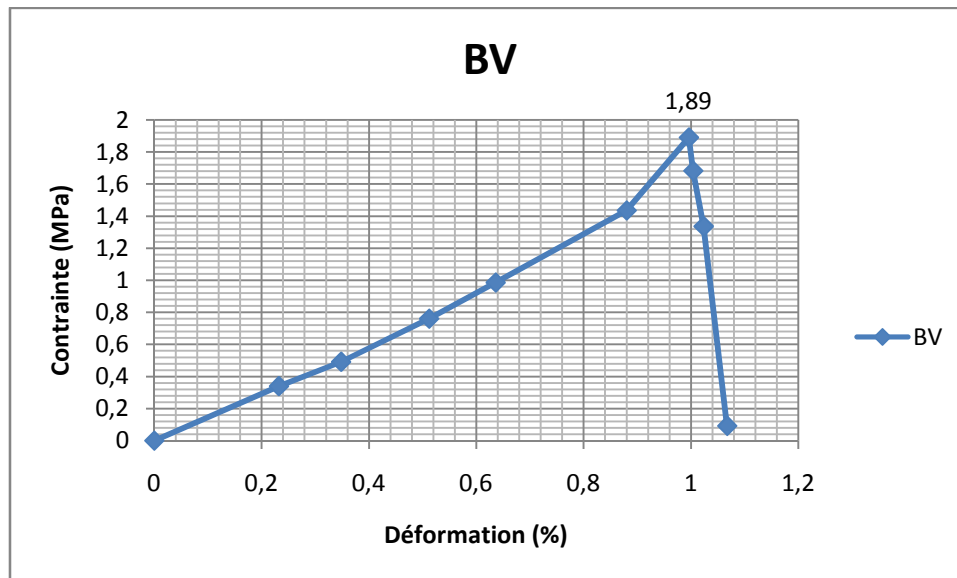


Fig.4.20 Courbe contrainte –déformation pour le béton témoin

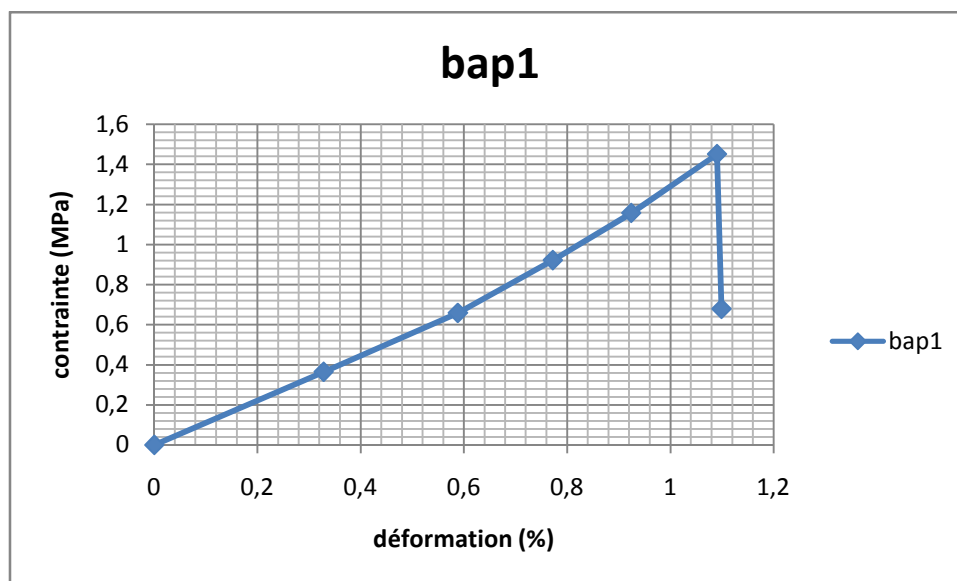


Fig.4.21 Courbe contrainte –déformation pour le BAP1

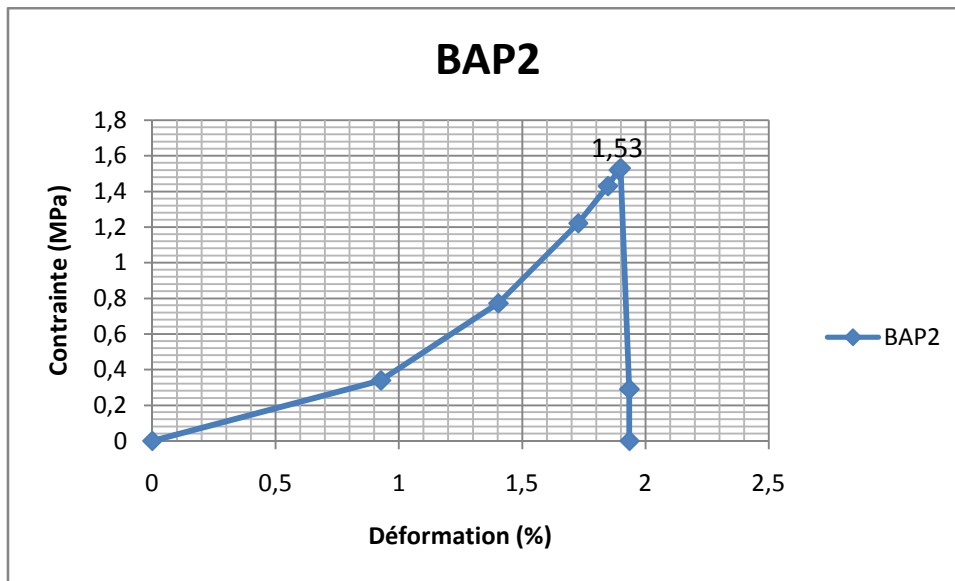


Fig.4.22 Courbe contrainte –déformation pour le BAP2

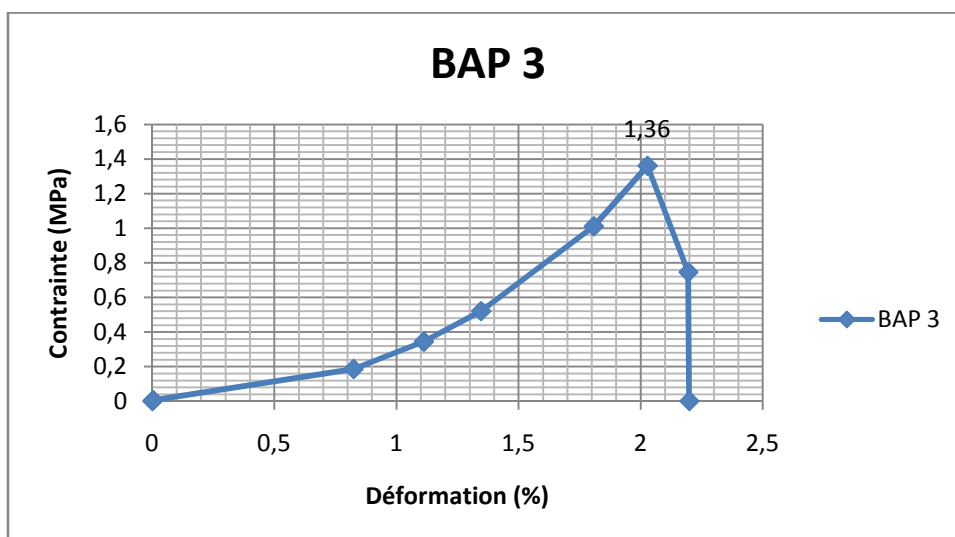


Fig.4.23 Courbe contrainte –déformation pour le BAP3

Les courbes contraintes-déformations du BV et des BAP montrent que le comportement en traction directe du BAP.1, 2,3 présente une allure similaire à celle d'un béton vibré.

En pré-pic :

Des microfissures se propagent avant la formation d'un système de fissures continues au droit de la section critique au pic. Le comportement avant pic du BV et des BAP en traction directe dévie de la linéarité quand la propagation des microfissures a déjà commencé.

En **post-pic** : la courbe caractéristique décroît brusquement en raison d'une évolution rapide de la fissuration et par conséquent la rupture survient plus tôt. Dans ce cas, cette dernière est qualifiée de fragile.

Comparaison des résultats

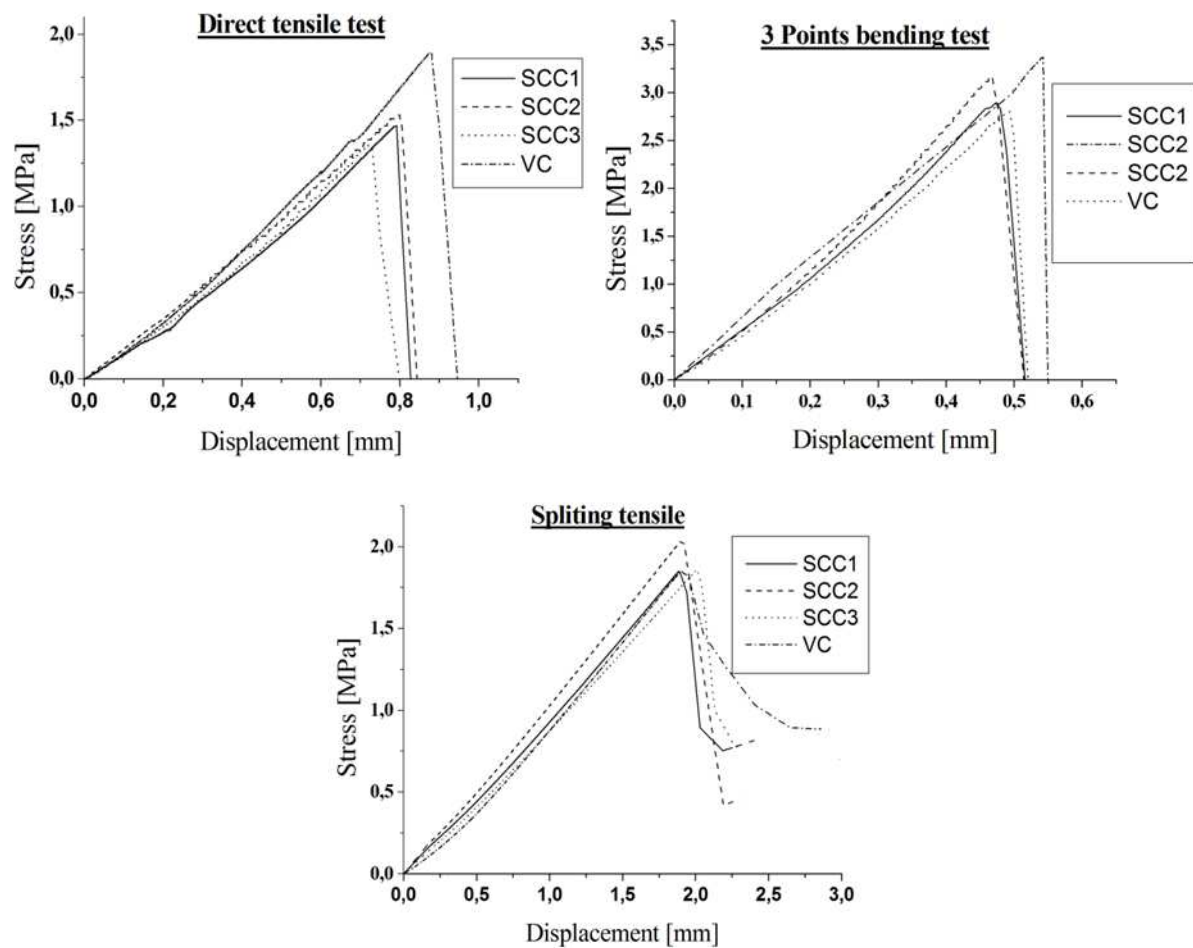


Fig.4.24 Superposition des courbes Contrainte-Déplacement des essais de traction

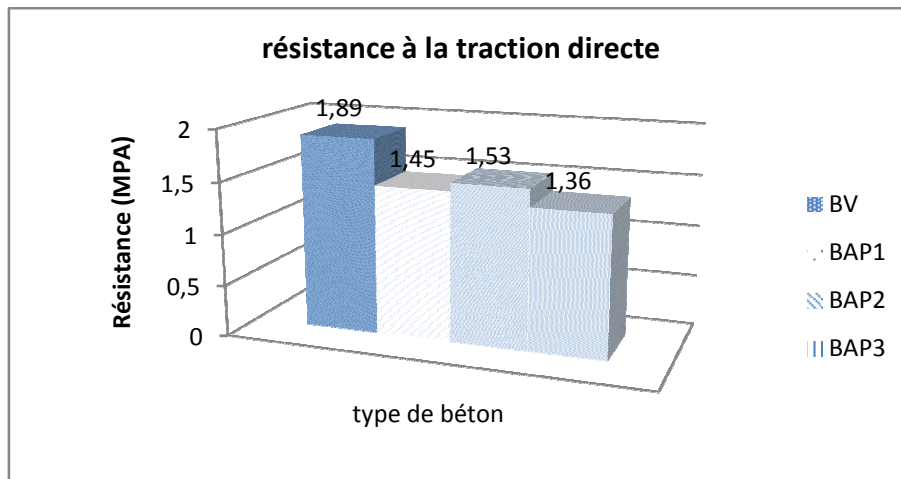
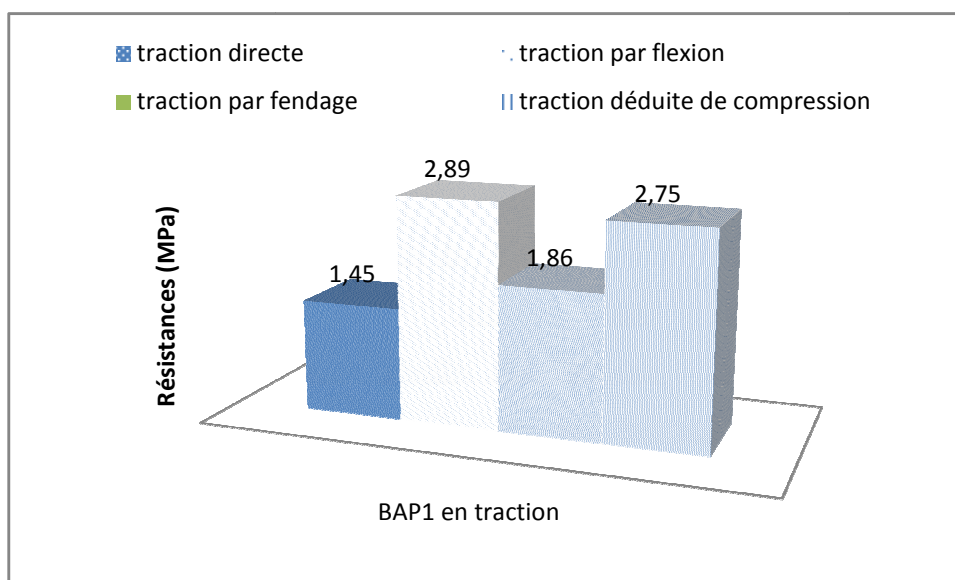
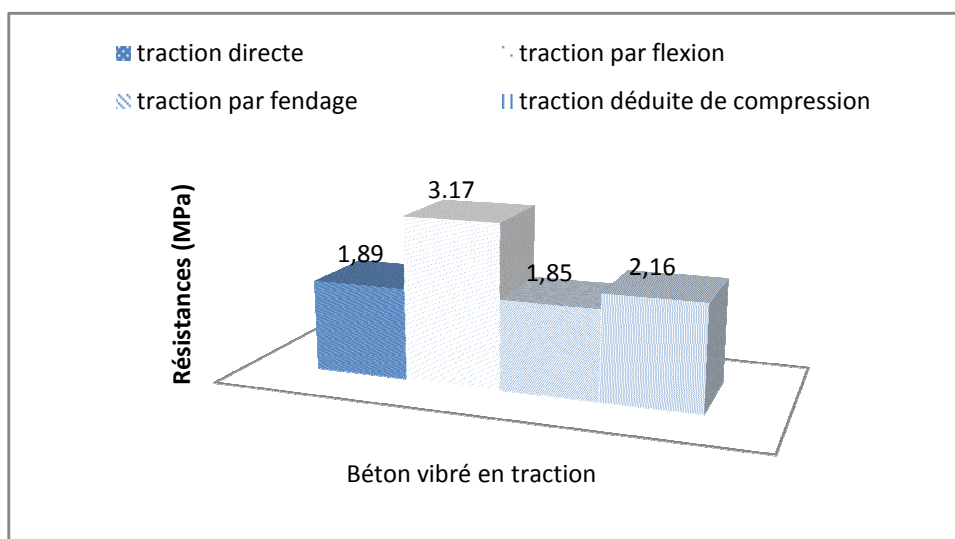


Fig.4.25 Résistances à la traction directe.

En comparant les résistances mesurées, on constate que la résistance à la traction directe du BV est légèrement supérieure à celle des BAP malgré le fait que la résistance à la compression de ces derniers soit nettement supérieure par rapport à celle du BV. Et que les résistances des BAP sont faibles. Mais, on a pu observer qu'à l'interface de la surface de rupture, la teneur en gravillon est plus importante dans le cas du BV grâce à la bonne vibration du béton. La résistance du granulat est sans commune mesure avec celle de la pâte, donc si l'éprouvette est petite, elle peut avoir une résistance très importante dans la mesure où une fissure a du mal à s'y propager. Toute la difficulté de l'essai de traction des BAP est la bonne mise en œuvre des éprouvettes. Il faut signaler que celles-ci sont de petites dimensions avec un coffrage assez complexe : effet d'échelle !



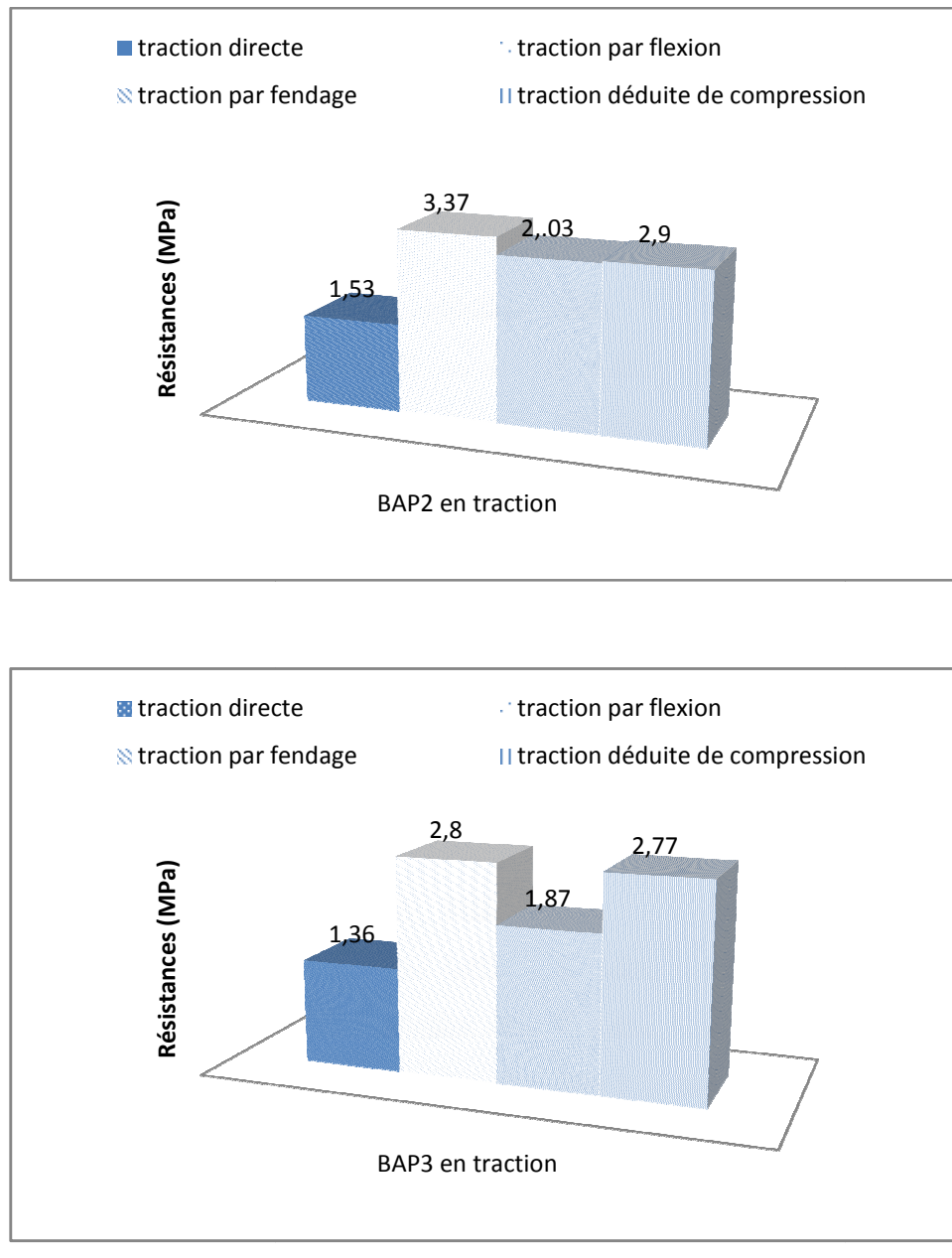


Fig.4.26 Comparaison des résistances à la traction directe, traction par flexion et fendage pour chaque béton confectionné.

La mesure de la résistance au fendage du béton (mesurée sur cylindre) donne une indication conventionnelle de la résistance à la traction et des résultats homogènes par rapport aux autres essais. La diminution de la résistance qu'on observe sur le BAPI et BAP2 peuvent s'expliquer par rapport à la mal répartition de la charge lors de l'essai (éprouvette désaxée). Aussi, la différence des résultats par rapport à la traction directe

peut s'expliquer par un effet d'échelle : dans l'essai de fendage le plan de rupture est imposé par l'essai le long d'une génératrice, alors que dans l'essai de traction directe c'est le plan le plus faible qui va se rompre. Il y a donc plus de chance d'avoir une résistance plus faible dans ce dernier essai.

On remarque aussi que la résistance en traction par flexion pour chaque type du béton est largement supérieure par rapport à celle de la résistance en traction directe. Ceci est dû au fait que l'équation de calcul en traction par flexion soit soumise aux effets de gradient dans l'éprouvette. Ainsi, pour un essai sur prisme 14 x 14 x 56 cm le rapport entre la résistance en traction par flexion et celle obtenue par un essai de traction directe est en moyenne de 1,6. Ce rapport tend vers 1 lorsque la hauteur du prisme augmente. La résistance à la flexion est plus forte que la résistance au fendage, il n'y a aucun coefficient universel pour déduire l'une de l'autre [77 - 52].

CHAPITRE 5

Comportement des poutres armé à l'effort tranchant

La majorité des éléments structuraux sont soumis, de façon permanente ou momentanée, à des efforts de cisaillement. Or, le comportement en effort tranchant des éléments en béton armé est relativement complexe en raison, notamment, des facteurs suivants :

- le béton est un matériau non homogène et possède une résistance en traction nettement plus faible que celle en compression ;
- les efforts de cisaillement s'accompagnent normalement, en général, d'efforts de flexion, axiaux, de torsion ou d'une combinaison de ces efforts qui interagissent ensemble ;
- la présence d'armatures transversales augmente non seulement la résistance au cisaillement, mais fait intervenir d'autres mécanismes de résistance ;
- la fissuration est un phénomène non négligeable et le cheminement des efforts à travers ces mêmes fissures est difficilement quantifiable.

Donc, l'évaluation directe de la résistance du béton seul au cisaillement est plus que nécessaire et constitue un point important pour évaluer la capacité d'une section en B.A au cisaillement.

5.1. Modes de transmission de l'effort tranchant dans les éléments fissurés en béton armé :

Dans les éléments en béton armé non fissurés, la transmission des charges peut être analysée par la théorie de l'élasticité (figure 5.1 (a)). Ceci n'est plus le cas dès que des fissures apparaissent dans les éléments, aux endroits où la résistance à la traction du béton est atteinte. Dans le cas d'une poutre en béton armé fléchie, ceci survient à cause de l'action des moments de flexion quand la charge Q atteint la charge de fissuration Q_r . Des fissures verticales se forment initialement à partir de la face tendue des éléments (figure 5.1(b)), dans les régions où les moments de flexion sont plus importants. Ensuite au fur et à mesure que la charge augmente ($Q > Q_r$), d'autres fissures apparaissent à proximité des appuis (figure 5.1(b)) [88].

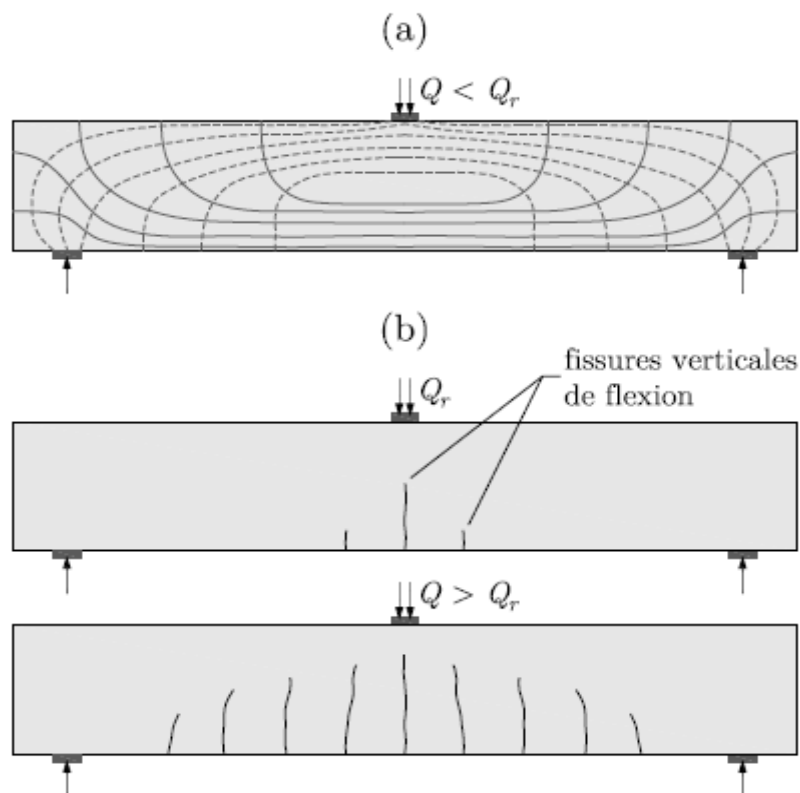


Fig. 5.1. Fissuration dans les poutres en béton armé fléchies : (a) comportement élastique avant fissuration ; et (b) développement des fissures de flexion.

Suite à la fissuration des éléments, plusieurs modes de transmission de l'effort tranchant doivent s'activer afin de garantir la transmission des charges aux appuis. Les modes de transmission principaux sont les suivants [88]

- **L'engrènement des granulats** (figure 5.2 et figure 5.3(a)) : le frottement entre les deux lèvres d'une fissure permet la transmission d'efforts de part et d'autre de celle-ci. En particulier, une capacité inférieure de transmission des efforts sera

observée avec l'augmentation de l'ouverture de la fissure ou avec la diminution de sa rugosité. Ce mode de transmission a été étudié par de nombreux auteurs [95-80].

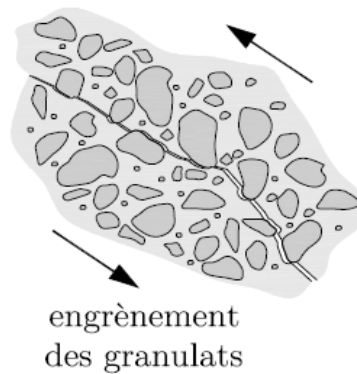


Fig. 5.2 Engrènement des granulats entre les lèvres de la fissure critique

- L'effet goujon de l'armature flexionnelle (figure 5.3(b)) : l'armature flexionnelle entourée par le béton dispose d'une certaine rigidité au cisaillement. Cette dernière permet la transmission d'un effort de part et d'autre de chaque fissure. L'intensité de l'effort qui peut être transmis par ce mode de transmission dépend évidemment de la rigidité au cisaillement de l'armature, qui est à son tour influencée par son diamètre, mais également par la rigidité (épaisseur) du béton d'enrobage ainsi que par sa résistance à la traction. Les principes physiques de ce mode de transmission ont été étudiés par [33-102].
- L'effet porte-à-faux (figure 5.3(c)) : les dents de béton (*concrete teeth*, comme nommées par Kani [37]) qui sont définies par deux fissures successives, sont sollicitées par un effort horizontal au niveau de l'armature flexionnelle. Cet effort horizontal, qui est dû à la variation de l'effort de traction agissant dans l'armature (lequel augmente en direction du centre de la poutre en raison de la valeur croissante du moment de flexion), est en équilibre avec une bielle et un tirant inclinés (figure 5.3(c)). Ces derniers permettent la transmission d'un effort tranchant d'une dent à l'autre. Chaque dent peut être alors considérée comme étant une console encastree dans la zone comprimée, d'où la dénomination d'effet porte-à-faux.
- L'inclinaison de la bielle comprimée (figure 5.3(d)) : un effort tranchant peut être transmis vers les appuis par le développement d'une bielle inclinée au-delà de la zone fissurée. Dans ces cas, l'intensité de l'effort tranchant transféré correspond à celle de la composante verticale de l'effort de compression agissant dans la bielle. Des travaux pour investiguer le phénomène ont été récemment conduits en particulier par Tureyen et Frosch [93].

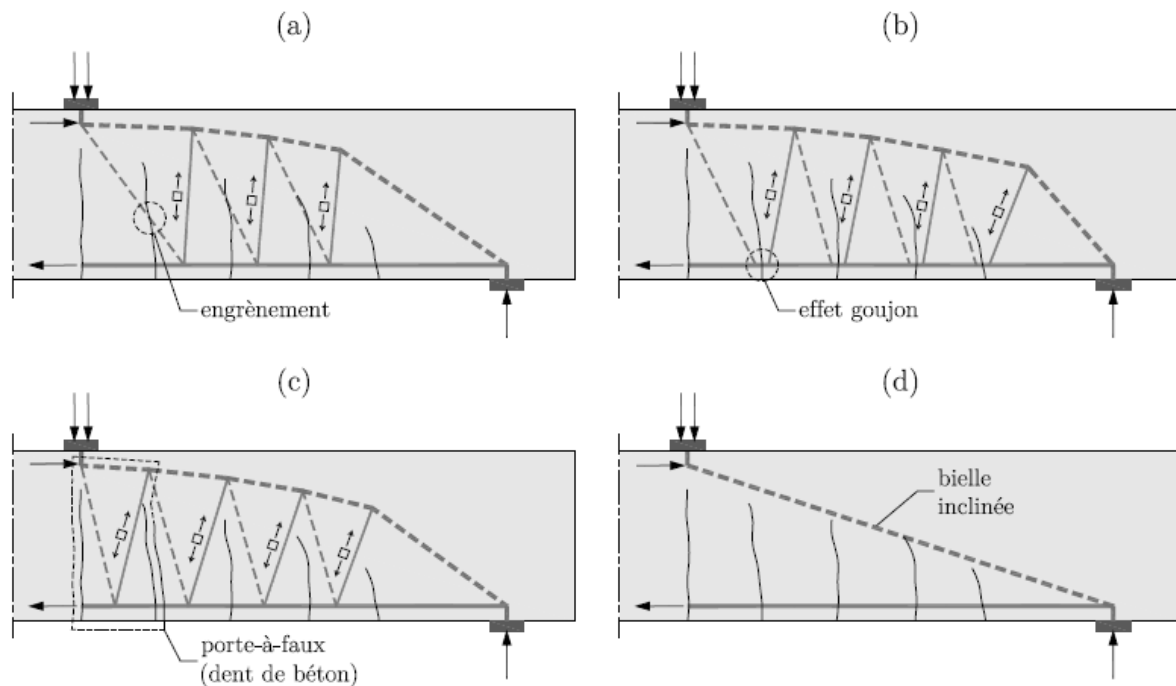


Fig. 5.3: Modes de transmission de l'effort tranchant dans les éléments en béton armé flexionnelle ; (c) effet porte-à-faux ; et (d) inclinaison de la bielle comprimée

Le comportement réel d'un élément fissuré résultera de l'action combinée de tous ces modes de transmission de l'effort tranchant (figure 5.4(a)). La figure 5.4(b) (inspirée de [50]) montre que, à cause de l'inclinaison des tirants, les fissures verticales de flexion peuvent évoluer avec une certaine inclinaison en direction du point d'application de la charge. De plus, des fissures de délamination se forment le long de l'armature flexionnelle. Ces fissures sont aussi dues aux contraintes de traction générées par les tirants inclinés.

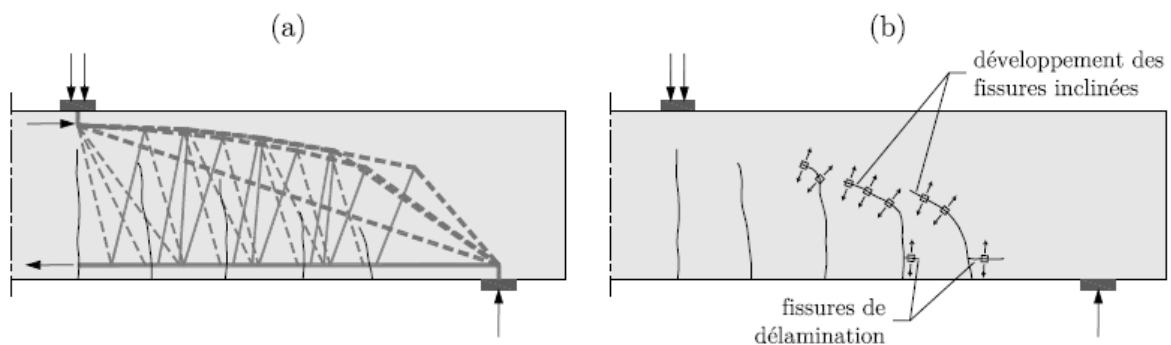


Fig. 5.4: Modes de transmission de l'effort tranchant dans les éléments en béton armé fissurés : (a) action combinée des différents modes de transmission ; et (b) évolution inclinée des fissures et développement des fissures de délamination

5.2. Influence de l'armature transversale :

Dans les éléments en béton armé soumis à des sollicitations d'effort tranchant, l'action de tous les modes de transmission de l'effort tranchant discutés dans la section précédente peut être renforcée par la présence d'une armature transversale. En effet, comme montre à la figure 5.5, les tirants inclinés sollicitant la partie à mi-hauteur des éléments à la traction et provoquant la fissuration inclinée (figure 5.4(b)) peuvent être remplacés par des étriers, qui offrent une résistance supérieure et permettent un meilleur contrôle de la fissuration. Par conséquent, la résistance des éléments peut augmenter sensiblement. De plus, leur capacité de déformation peut aussi être améliorée car l'armature transversale permet d'accepter une ouverture des fissures plus importante. En effet, dans le cas d'une ouverture importante de la fissure critique, la diminution de la capacité de transmission de l'effort tranchant par engrenement des granulats peut être compensée par l'action directe des étriers, qui évitent ainsi une perte soudaine de la résistance des éléments [88].

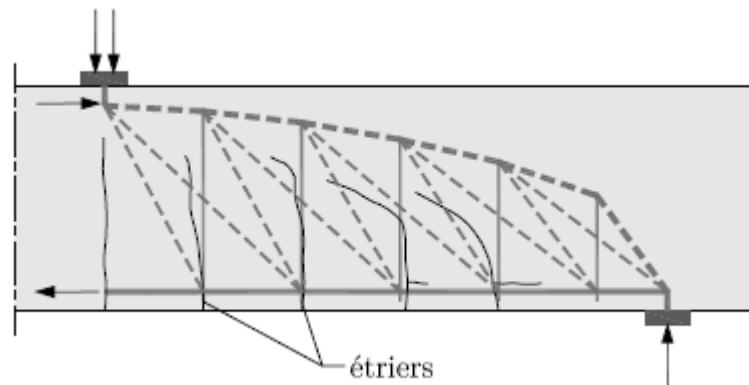


Fig. 5.5: Renforcement des modes de transmission de l'effort tranchant donnée par la présence de l'armature transversale

5.3. Principes de dimensionnement des éléments en béton armé soumis aux efforts tranchants :

Si à ce jour, le comportement en flexion du béton armé est correctement appréhendé par le calcul, il n'en est rien du comportement à l'effort tranchant, malgré les nombreux essais réalisés à travers le monde.

5.3.1. Théorie classique de l'effort tranchant

Les règlements actuels s'appuient sur des règles empiriques ayant pour base commune l'analogie avec le treillis de Ritter et Mörsh.

Si on considère une poutre en béton armé, soumise à une flexion simple, son comportement est élastique au début de chargement. Le cisaillement a alors l'expression suivante :

$$\tau(y) = VS(y)/Ib(y)$$

Où :

V : est l'effort tranchant

$S(y)$: le moment statique

$b(y)$: la largeur de la section à l'ordonnée y

I : le moment d'inertie

Les contraintes principales sont reliées aux contraintes normales, dans le repère de la poutre, et au cisaillement, à travers le cercle de Mohr :

$$\sigma_{I,II} = \frac{(\sigma_x + \sigma_y)}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{(\sigma_x - \sigma_y)}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}$$

Lorsque la contrainte principale de traction atteint la résistance du béton, une ou plusieurs fissures apparaissent. Les fissures dues au moment de flexion, perpendiculaires à l'axe de la poutre, sont contrôlées par les armatures longitudinales et la zone du béton comprimé. En présence d'effort tranchant, des fissures diagonales apparaissent indépendamment ou dans le prolongement des fissures de flexion. Le terme anglo-saxon "shearfailure" (rupture par cisaillement) est ambigu car ce sont les contraintes principales de traction qui sont à l'origine de la fissuration. De plus, les causes de rupture diagonale ne sont qu'en partie dues aux effets de cisaillement. En fait, il y a combinaison du transfert vers l'appui de l'effort tranchant et de la force de compression. L'évolution de la fissuration, donc de la capacité résistante de la structure, est fonction de paramètres géométriques et matériels :

- mode de chargement
- rapport a/d entre la portée d'effort tranchant et la hauteur utile de la poutre
- quantité, répartition et type du renforcement transversal
- quantité et type des armatures longitudinales
- résistances en compression et en traction du béton
- hauteur et largeur de la poutre
- géométrie de la section

Les résultats expérimentaux présentés ci-dessous ont permis d'étudier l'influence qualitative (mode de rupture) et quantitative (valeur de la capacité résistante) de la composition des bétons et de leurs résistances à la compression [71].

On résume dans ce qui suit, les principales méthodes d'analyse et de dimensionnement du phénomène de rupture.

5.3.2. Le BAEL 91 [49]

Le code de dimensionnement BAEL (Béton Armé aux Etats-Limites) 91 propose une formule limitant le cisaillement moyen τ_u (ou de manière équivalente, l'effort tranchant) dans chaque section, fondée sur l'analogie du treillis de Ritter-Mörsch, et dans laquelle est prise en compte de manière forfaitaire la résistance liée à la section de béton. On aboutit ainsi à une formule donnant la section minimale des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 s_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 f_{tj} k)}{0.9 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

Où A_t , b_0 , s , désignent respectivement la section des armatures transversales, la largeur de l'âme de la poutre, et la distance horizontale entre deux cadres successifs. γ_s Représente un coefficient de sécurité sur l'acier. Le terme $0.3 f_k$ fait intervenir la résistance à la traction du béton f_{tj} , ainsi que l'état de contrainte moyen dans la section, par l'intermédiaire du coefficient k . On vérifie aisément que, sous une forme légèrement différente, la formule proposée se résume à une limitation de l'effort tranchant dans chaque section.

5.3.3. Le BPEL 90

Le BPEL propose à l'état ultime la vérification et le dimensionnement des armatures d'âme transversales devant équilibrer l'effort tranchant. Ces calculs sont justifiés à partir de la théorie de RITTER MÖRSCH.

La contrainte de cisaillement ultime s'exprime par : [9]

$$\tau_u = \frac{V_u S_{(G)}}{b_n I}$$

Le cisaillement résistant donné par le BPEL90 s'exprime par :

$$\tau_u = \frac{\omega_t f_{et}}{\gamma_s} \frac{1}{tg \beta_u} + \frac{1.5 f_{tj}}{3 \gamma_b}$$

γ_s Et γ_b étant des coefficients de sécurité, et β_u l'inclinaison des fissures d'effort tranchant par rapport à l'horizontale, à l'état ultime.

5.3.4. Modèle empirique de KORDINA

Kordina (Kordina et Blume, 1985 ; Kordina et Hegger, 1987) [71] propose, de manière complètement empirique de déduire au moyen de méthodes statistiques une formule permettant d'évaluer un cisaillement moyen τ à la rupture.

L'approche consiste à décomposer, de manière classique et en utilisant l'analogie du treillis, la résistance à l'effort tranchant en deux termes représentant respectivement la

part liée à la poutre en dehors des armatures transversales (τ_{u0}) et celle due aux armatures transversales elles-mêmes (τ_{u1}). On utilise la valeur de calcul $\tau = V/(7/8bd)$ (b largeur de la poutre et d la hauteur utile de la poutre) qui présente l'avantage d'être normée par rapport à la section des poutres :

$$V_u = V_{u0} + V_{u1}$$

I- Part de la structure en dehors du renforcement transversal

$$V_{u0} = \left(\frac{\sqrt{f_c}}{\sqrt{10 \times 0.82}} \sqrt[3]{w_l} \sqrt[4]{0.1 d} f(\lambda_s) \right) \frac{7}{8} b d$$

Où :

f_c : résistance à la compression sur cylindre en MPa (le terme 0,82 correspond à un coefficient de passage moyen de la résistance mesurée sur cube à la résistance mesurée sur cylindre),

w_l : taux d'armatures longitudinales (A_l/bd) exprimé en pour-cent,

d : hauteur utile en cm,

$\lambda_s = a/d$ portée d'effort tranchant,

$\lambda_s < 2 \Rightarrow f(\lambda_s) = 6 - 2,2\lambda_s$

$2 < \lambda_s < 3,5 \Rightarrow f(\lambda_s) = 0,795 + 0,293(3,5 - \lambda_s)^{5/2}$

$\lambda_s > 3,5 \Rightarrow f(\lambda_s) = 0,9 - 0,03.\lambda_s$

2- Part des armatures transversales

$$V_{u1} = w_t f_{et} \sqrt[4]{0.18 d} f_1(\lambda_s) f_2\left(\frac{s}{d}\right) f_3(v)$$

$w_t = \frac{A_t}{b_0 s \sin \beta}$: taux d'armatures transversales

β : inclinaison des cadres

s : espacement des cadres

f_{et} : limite d'élasticité de l'acier des cadres

$\lambda_s = \frac{a}{d}, \lambda_s \leq 1.5 \rightarrow f_1(\lambda_s) = 0$

$1.5 \leq \lambda_s \leq 3 \rightarrow f_1(\lambda_s) = -1 + \frac{2\lambda_s}{3}$

$\lambda_s \geq 3 \rightarrow f_1(\lambda_s) = 1$

$\frac{s}{d}$: rapport entre l'espacement des cadres et la hauteur utile

$f_2\left(\frac{s}{d}\right) = 0 \text{ si } \frac{s}{d} > 1$

$$f_2\left(\frac{s}{d}\right) = 1 \text{ si } \frac{s}{d} < 1$$

v indique si les cadres sont normaux ou soudés

cadres normaux $f_3(v) = 1$

cadres soudés $f_3(v) = 1,5$

Les expressions précédentes ne s'appliquent que dans la mesure où sont respectées les restrictions suivantes :

- La première concerne la résistance des bielles de béton comprimées et conduit à l'inégalité :

$$\tau_U < 0.25 f'_c$$

- La seconde établit un seuil d'efficacité des cadres, lié à leur capacité à reprendre un effort de traction suffisant, pour couvrir les premières fissures diagonales :

$$w_t \cdot f_{et} > 0,5 \text{ MPa}$$

5.3.5. Formulation simplifiée de CEB [09]

Le CEB propose dans le code modèle 90 une formulation simplifiée basée sur celle de KORDINA, BLUME et HEGGER

Effet béton :

$$V_{u0} = 1.05 \Delta\tau \sqrt{f_c}^3 \sqrt{w_L} f_{fp} b_0 d$$

avec $\Delta\tau = 0.24$ en moyenne.

Effet cadres :

$$V_{u1} = w_t f_{et} b_0 d \sin \alpha (1 + \cot \alpha)$$

Cette dernière expression correspond à celle proposée par KORDINA et BLUME (avec une erreur de 1%).

$$V_u = V_{u0} + V_{u1}$$

5.4. Essais sur poutres soumises à l'effort tranchant

5.4.1. Présentation de l'essai

Un dispositif de chargement par flexion quatre points a été choisi (figure II.35). Il présente en effet l'intérêt de soumettre un volume important à un moment constant, ce qui permet de solliciter une zone de faiblesse.



Fig. 5.6: Dispositif d'essai de flexion à quatre points

Les essais de flexion ont été réalisés au laboratoire sur une presse hydraulique **Ibertest** pilotée par un micro-ordinateur (Figure 5.6). Sa capacité maximale est de 200KN, elle est programmée pour les essais de compression et les essais de flexion. Les appuis sont placés à 10 cm du nu des poutres, les charges F sont à 30 cm des appuis.

5.4.2. Confection des poutres et du ferrailage

L'objectif étant de comparer les BAP au béton ordinaire, 16 poutres de dimensions $(10 \times 20 \times 120) \text{ cm}^3$ ont été confectionnées, à raison de 4 poutres par type de béton (figure 5.8). Afin d'évaluer la résistance à la compression, des éprouvettes I6/32 ont été confectionnées pour chaque type de béton. Les essais ont été réalisés dans l'échéance de 28 jours.



Fig5. 7 : poutres utilisées.

On a gardé la même formulation et les mêmes étapes d'élaboration des bétons que celles précédemment définies (tableau 3.17), donc toujours la même variable : nature de l'ajout minéral (poudre de marbre (BAP1), tuf (BAP2), déchets de brique (BAP3)). Le ferrailage adopté est le même pour toutes les poutres, soit 2T12 en zone tendue, 2T8 en armatures de construction et l'espacement des cadres transversaux est de 14cm (figure 5.8 et fig.5.9).



Fig5. 8 : Ferraillage adopté.

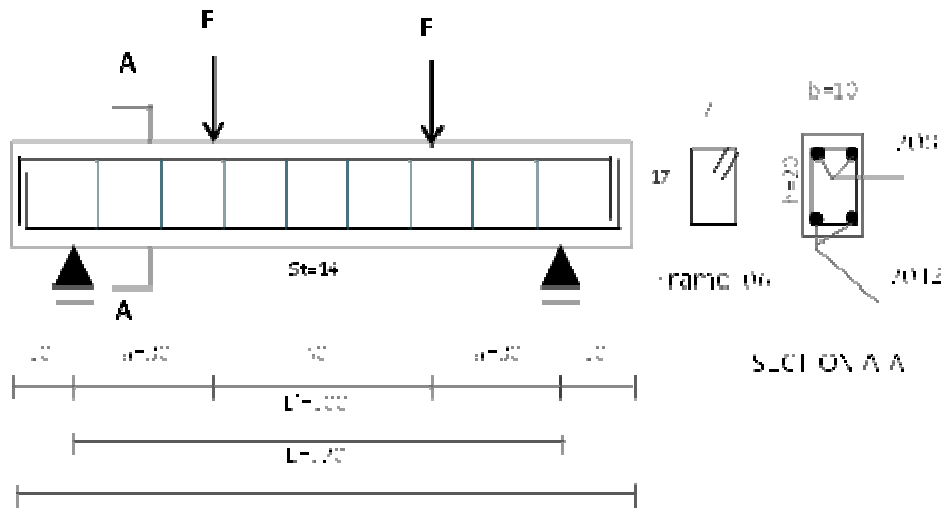


Fig5. 9 :Schéma de ferraillage et chargement.

5.5. Calcul prédictif de l'effort tranchant

- Données :

$$\begin{array}{lll} A_L = 2.26 \text{ cm}^2 & Z = 0.1798 \text{ m} & s_t = 14 \text{ cm} \\ A_T = 0.57 \text{ cm}^2 & b = 10 \text{ cm} & \alpha = \beta_u = 90^\circ \\ F_{eL} = F_{eT} = 550 \text{ MPA} & d = 18 \text{ cm} & a = 30 \text{ cm} \end{array}$$

NB : Tous les calculs ont été faits sans coefficients de sécurité

- Calcul en flexion :

$$F_r = \frac{A_L f_{eL} Z}{a} = 74.5 \text{ kn}$$

Calcul à l'effort tranchant (Rappel des formules) :

- Formule BAEL 91 (cas cadre 90°) :

$$V_u = \frac{0.9 A_T f_{eL} d}{s_t} + 0.3 b d f_{tj}^*$$

$$\text{Où } f_{tj}^* = \min\{f_t | 3.3 \text{ MPA}\}$$

- Formule BPEL90

$$V_U = \left(\frac{A_T f_{eT}}{b s_t} + 0.5 f_{tj} \right) b d$$

- Formule simplifiée du CEB

Effet béton :

$$V_{u0} = 1.05 \Delta \tau \sqrt{f_c} \sqrt[3]{w_L} f_f f_p b_0 d$$

Effet cadres:

$$V_{u1} = w_t f_{et} b_0 d \sin \alpha (1 + \cot \alpha)$$

$$V_u = V_{u0} + V_{u1}$$

- Formule de Kordina

Effet béton :

$$V_{u0} = \left(\frac{\sqrt{f_c}}{\sqrt{8.2}} \sqrt[3]{w_L} \sqrt[4]{0.1 d} f(\lambda_s) \right) \frac{7}{8} b d$$

Effet cadres :

$$V_{u1} = (w_t f_{et} \sqrt[4]{0.18 d} f_1(\lambda_s) f_2\left(\frac{s}{d}\right) f_3(v))$$

$$V_u = V_{u0} + V_{u1}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau 5.1 :

	Résistances (Mpa)		Rupture en flexion(Kn)	Effort tranchant $V_{u \text{ calcul}}(\text{Kn})$			
	F_{c28}	f_t	F_r	BAEL	BPEL	CEB	KORDINA
BV	25	2.1	74.5	47.62	59.2	61.09	73.69
BAP1	31.4	2.48	74.5	49.67	62.62	63.6	82.38
BAP2	36.5	2.79	74.5	51.35	65.41	65.42	88.69
BAP3	30	2.4	74.5	49.24	61.9	63.07	80.56

Tableau 5.1: Résultats de calcul de rupture à la flexion et à l'effort tranchant.

5.6. Résultats et discussions

Type de béton	Charge de fissuration	$V_{u \text{ essai}}$ (Kn)	Type de rupture	observations	photos
BV	$V_u = 22$ Kn	54.5	Effort tranchant	I cadre rompu	
BAP1	$V_u = 23$ Kn	58.19	Effort tranchant	-Plastification de l'acier transversal (fendage diagonal) avec plastification de l'acier longitudinal - bielle de béton comprimée -aucun cadre rompu	
BAP2	$V_u = 25$ Kn	72.3	Effort tranchant	-Plastification de l'acier transversal (fendage diagonal) avec plastification de l'acier longitudinal - fendage de la bielle de béton comprimée -aucun cadre rompu	
BAP3	$V_u = 24.75$ Kn	48.18	Effort tranchant	-Plastification de l'acier transversale (fendage diagonal)	

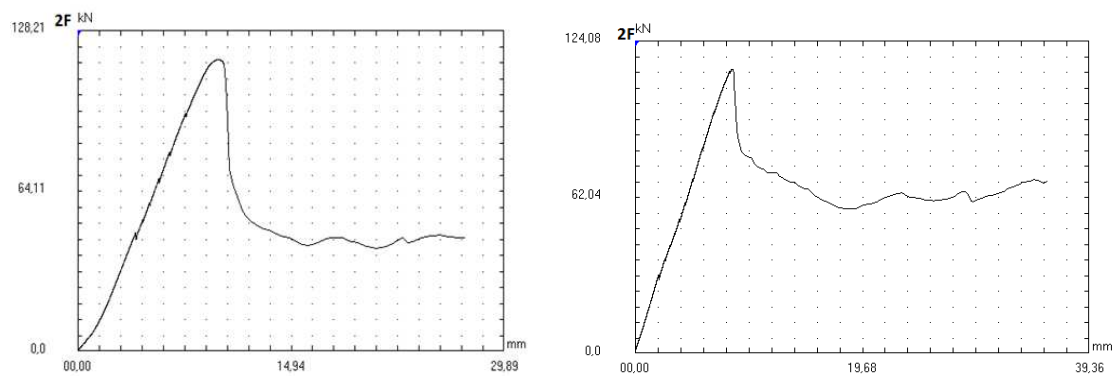
Tableau 5.2: Résultats d'essai de flexion à 4 points.

- Comparaison essai/calcul

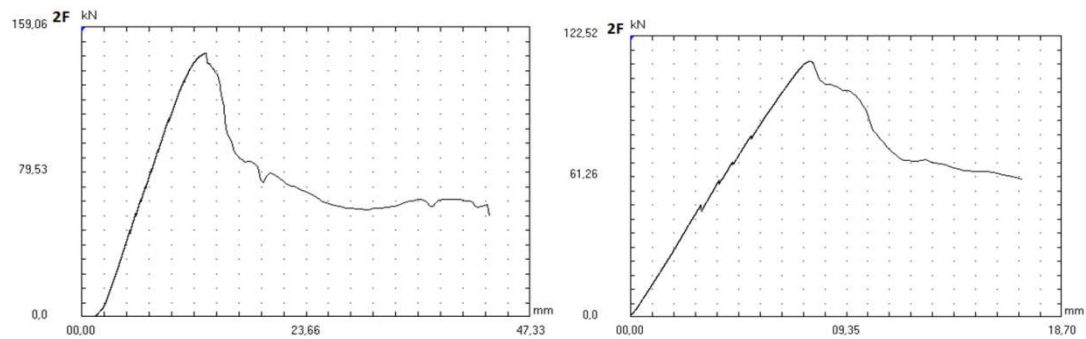
	$V_{\text{uessai}}/V_{\text{ucalcul}}$			
	BAEL	BPEL	CEB	KORDINA
BV	1.14	0.92	0.89	0.74
BAP1	1.17	0.93	0.91	0.71
BAP2	1.41	1.1	1.1	0.82
BAP3	1.13	0.9	0.88	0.62

Tableau 5.4: comparaison $V_{\text{uessai}}/V_{\text{ucalcul}}$

- Discussion des résultats



BVBAP1



BAP2

BAP3

Fig5.10. Diagramme force-déplacement

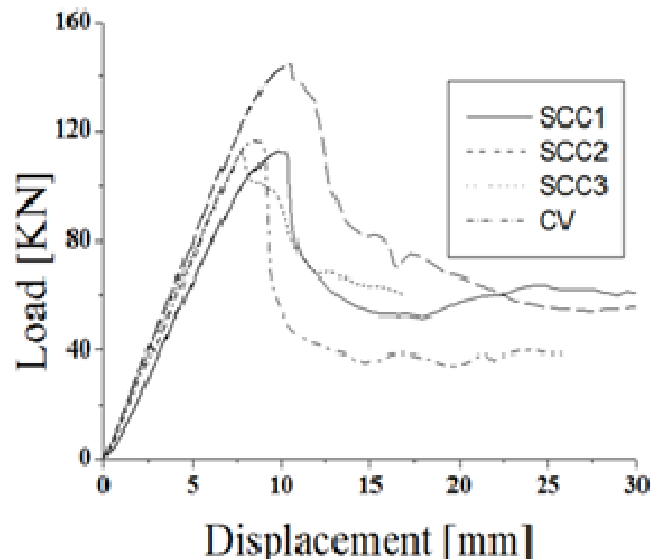


Fig5. 11 :Superposition desdiagrammes force-déplacement des différents bétons

Les diagrammes force-déplacement ont tous la même allure ce qui signifie que les BAP et le BV ont un comportement globalement similaire. Sur ces diagrammes, on peut distinguer trois zones :

- **Zone I :** Le comportement de la poutre est quasi-élastique. Seules les caractéristiques de la matrice régissent le comportement. Une fissuration diffuse apparaît. Cette zone prend fin quand la contrainte limite en traction de la matrice est atteinte.
- **Zone II :** Juste après atteinte de la limite de rupture, les microfissures se localisent, ce qui conduit à la création de macrofissures. Les granulats, ainsi que les effets de volume (taille de la zone sollicitée par rapport à celle des hétérogénéités) et de gradient (étendue des contraintes dans la zone sollicitée) liés à l'essai jouent un rôle très important.
- **Zone III :** La macrofissure principale s'ouvre de manière importante ce qui correspond à une dégradation du renforcement, et se traduit par une rupture de pente sur le diagramme. Cette dégradation, qui est fonction de la matrice est liée à la rupture ou à une perte d'adhérence.

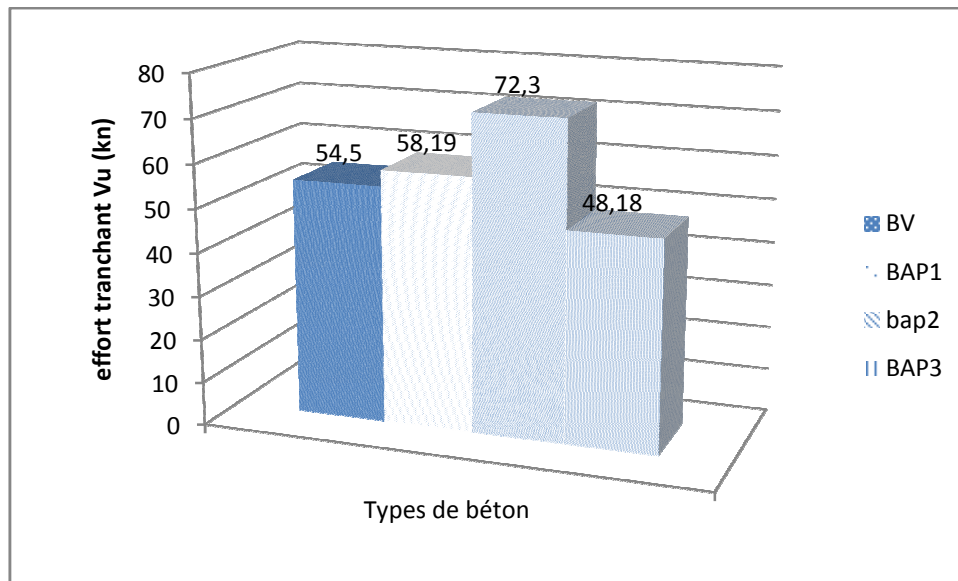


Fig5. 12 :Résultats d'essai de rupture à l'effort tranchant

La première chose qu'on remarque bien c'est que la charge de rupture varie selon les paramètres étudiés :

- Nature du béton : autoplaçant ou vibré ;
- Type et teneur de fines ajoutées.

Ainsi, le BAP2 (tuf) se démarque des autres bétons avec la plus grande charge de rupture (augmentation de 32.66% de la charge par rapport au BV). Les deux autres BAP donnent des résultats comparables au béton vibré (une différence $\cong \pm 8\%$). Aussi, plus la résistance à la compression est élevée, plus la charge à la rupture est grande.

Le mode de rupture est le même pour tous les bétons : rupture brutale à l'effort tranchant avec plastification de l'armature transversale et longitudinale et fissure de la bielle comprimée. Sauf que pour le béton vibré, un cadre a été rompu manquant de ductilité.

On remarque aussi (tableau II.24) que les bétons autoplaçants BAP1 et BAP2 présentent des rapports entre la charge de la première fissuration et la charge de rupture de 39.5% et 34.58% respectivement inférieures à ceux du béton vibré BV et béton autoplaçant BAP3 respectivement 40% et 51.37%.

En résumé, les BAP avec ajouts de poudre de marbre et notamment de tuf donnent un large intervalle de sécurité entre la charge de première fissure et la charge de rupture.

Une comparaison entre les prédictions obtenues à partir des différents règlements (BAEL, BPEL, CEB et KORDINA) et les résultats expérimentaux concernant la

résistance à l'effort tranchant pour les poutres testées est donnée par le tableau II.25 (sans tenir compte des coefficients de sécurité).

Il en ressort, une différence notable qui existe entre les 4 règlements et les valeurs expérimentales. Les valeurs prédites par le BAEL sont très conservatives. Il est à noter que le règlement français BAEL est le seul qui ne tient pas compte explicitement ni du taux d'armature longitudinale ni du rapport a/d . Ceci explique pourquoi les valeurs sont sous-estimées.

Celles prédites par le CEB et le BPEL donnent des résultats relativement meilleurs bien qu'elles soient toujours relativement conservatives.

Pour les poutres en BAP2, les prédictions théoriques s'améliorent pour tous les modèles (sauf BAEL).

Pour la méthode de KORDINA, la surestimation peut être liée à la valeur 550MPa prise dans la contrainte pour les cadres alors que ceux-ci n'ont pas rompu.

Conclusion sur la caractérisation expérimentale et numérique des BAP

Cette partie expérimentale avait pour but de caractériser les bétons autoplaçants à l'état frais, à l'état durci ainsi qu'à la rupture par rapport au béton vibré. Dans ce contexte, plusieurs formulations de BAP et de BV ont été mises au point, à partir de matériaux identiques.

Par les résultats que l'on vient de présenter on peut tirer les conclusions suivantes :

- L'introduction du superplastifiant, mais surtout des fines de marbre, du tuf ou des déchets de brique, a permis de formuler des bétons dont l'ouvrabilité est conforme à celle du BAP, tout en assurant le compromis entre une bonne fluidité par le superplastifiant et une bonne viscosité par les ajouts.
- Avec les matériaux utilisés, matériaux locaux (déchets de construction) la formulation du béton vibré (ordinaire) présente une assez bonne résistance mécanique à la compression ($\approx 26 \text{ MPa}$) et en traction directe ($\approx 2 \text{ MPa}$) à 28 jours avec un ciment 42,5R et un rapport E/C = 0,485.
- Avec les mêmes matériaux de base utilisés aussi pour le béton vibré, les bétons autoplaçants élaborés présentent des résistances mécaniques nettement supérieures par rapport au béton vibré en compression (30 MPa), dues essentiellement à la composition des BAP (une forte compacité - adjuvantation, dosage en fines élevé) avec le même ciment 42,5R et le même rapport E/C = 0,485.
- La résistance à la traction directe du BV est légèrement supérieure à celle des BAP. C'est probablement lié au fait qu'à l'interface de la surface de rupture, la teneur en gravillon est plus importante dans le cas du BV grâce à la bonne vibration du béton. La résistance du granulat est sans commune mesure avec celle de la pâte, donc si l'éprouvette est petite, elle peut avoir une résistance très importante dans la mesure où une fissure a du mal à s'y propager : effet d'échelle !

- La charge de rupture varie selon les paramètres étudiés : nature du béton (autoplaçant ou vibré) ; type et teneur de fines ajoutées.
- Les BAP améliorent notablement la charge de rupture et donnent un large intervalle de sécurité entre la charge de première fissure et la charge de rupture.
- Parmi les déchets de construction utilisés dans cette étude, le tuf se distingue remarquablement par de meilleures performances mécaniques et un meilleur comportement à la rupture.
- Les résultats obtenus pour les BAP sont tout à fait satisfaisants, ce qui fait d'eux une bonne alternative au béton traditionnel vibré.

Conclusion générale

Les bétons autoplaçants sont des bétons spéciaux dont les qualités méritent d'être valorisées. En raison de leurs propriétés rhéologiques très spécifiques, leur compréhension nécessite des investigations plus approfondies.

Les objectifs de ce travail étaient donc d'éclaircir trois questions majeures. Le premier point traité était de rechercher une méthode qui permettrait la conception d'un béton autoplaçant dans le contexte Algérien. S'en est suivie l'évaluation l'influence des ajouts (poudre de marbre, tuf, déchets de brique) sur le comportement des BAP à l'état frais. Enfin, les performances des BAP, ont été comparées en termes de résistance mécanique par rapport à un béton ordinaire ; ainsi que leurs comportements à la rupture.

Les bétons BAP et BV de l'étude ont été composés pour évoluer dans la même plage de résistance mécanique. Cet objectif a été atteint. La comparaison entre les formulations traditionnelles et autoplaçant semble montrer que les bétons autoplaçants seraient plus souples.

Une première remarque pourrait être faite sur les performances obtenues par les bétons autoplaçants. Au vu des exigences requises pour l'élaboration d'un tel type de béton, il est visible que l'on obtient de bons bétons à base de déchets de construction locaux en termes de performances, à l'état frais, à l'état durci, ainsi qu'à la rupture.

Il est clair qu'en traction directe, on obtient des résultats moins satisfaisants à cause de la complexité de l'essai. Mais il serait plus concluant d'y remédier avec l'ajout de fibres.

En finalité, les BAP à base de poudre de marbre, déchets de brique, et de tuf peuvent être élaborés à partir des mêmes règles qui s'appliquent aux bétons vibrés, en ce qui concerne leurs comportements mécaniques et à la rupture.

En perspectives, Des études complémentaires plus approfondies doivent être engagées en de nombreuses zones d'ombre subsistantes dans la connaissance du comportement des BAP.

Il serait intéressant de conduire les mêmes études sur d'autres types de matériaux (d'autres sources de granulats, de ciment, d'adjuvants...).

Afin de mieux comprendre les différentes facettes de comportement de ce nouveau type de béton, il serait intéressant d'étudier d'autres propriétés à l'état durci ; durabilité dans des milieux chimiquement agressifs, autres comportements mécaniques que la résistance à la compression et traction, résistance au gel/dégel...

On pourrait aussi varier les paramètres influant la rupture des poutres (portée de l'effort tranchant, pourcentage d'armatures longitudinales...)

Enfin, le développement des bétons autoplaçants en Algérie n'en est qu'à ses débuts. L'étude proposée doit faire l'objet de confrontation à des expérimentations en vraie grandeur.

Références Bibliographiques

- [1] Ambroise J, Rols S, Péra J, "Self-leveling concrete – Design and properties" Concrete Science and Engineering, I, pp. 140-147, septembre 1999.
- [2] Assié.S, "Durabilité des bétons autoplacants", Thèse de doctorat de l'INSA de Toulouse, 2004.
- [3] Association Française de Génie Civil, "Bétons auto-plaçants -Recommandations provisoires", documents scientifiques et techniques, AFGC, juillet 2000.
- [4] Baron J, Ollivier J.P, "Les bétons – Bases et données pour leur formulation", Editions Eyrolles, 1996.
- [5] Baron J, Lesage R, "Compacité et maniabilité des bétons hydraulique", Rapport de recherche LPC N°3, décembre 1969.
- [6] Bertin.JF, "Recommandations de mise en œuvre des bétons autoplacants et des autonivelants", Fédération Française du Bâtiment, SEBTP (Paris), 2003.
- [7] Bom d J.P, K nes O, "Compor t rhéologique des pâte.mortiers et bétons", Revue des Matériaux de Construction, n° 617, 1967.
- [8] Bonneau O, "Etude des effets physico-chimiques des superplastifiant en vue d'd'optimiser le comportement rhéologique des bétons à Ultra-Hautes Performances", Thèse de doctorat en cotutetelle, Ecole Normale Supérieure de Cachan et Université de Sherbrooke. 1997.
- [9] Bouafia.Y, "résistance à l'effort tranchant des poutres en béton à précontrainte extérieure", Thèse de Doctorat, Ecole Centrale de Paris, 1991.
- [10] Bui .V.K, Akkaya .Y, Shah .S.P, "Rheological Model for self-consolidating concrete", ACI Materials Journal, 99, 6, pp. 549-559, novembre-décembre2002.
- [11] Calcia, "Mode d'action des adjuvants", document Calcia.
- [12] Casanova.P, "bétons renforcés de fibres métalliques : du matériau à la structure ", Thèse de Doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1995.
- [13] CIMbéton, Le béton "Les techniques de mise en place du béton évoluent", CSTB magazine, N°109 Novembre 1997.
- [14] Collection Technique CIMbéton, Fiches techniques, Tome 2 ", Les bétons : formulation, fabrication et mise en œuvre ", Édition octobre 2006.
- [15] Cyr M, "Contribution à la caractérisation des fines minérales et à la compréhension de leur rôle joué dans le comportement rhéologique des matrices cimentaires", thèse de doctorat en cotutelle, INSA de Toulouse et Université de Sherbrooke, 1999.

- [16] Cyr M, Mouret M, "Rheological characterization of superplasticized cement pastes containing mineral admixtures : Consequences on self-Compacting Concrete design", Proceedings of the Seventh CANMET/ACI International Conference on Superplasticizers and Other Chemical Admixtures in Concrete, Berlin, Allemagne, pp. 241-255, 2003.
- [17] De Larrard F, "Concrete Mixture-Proportioning _ A Scientific Approach", Modern Concrete Technology Series, No. 9, E & FN SPON, Londres, 1999.
- [18] De Larrard.F, "Structures granulaires et formulations des bétons", Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, avril 2000.
- [19] De Larrard.F, Sedran.T, "Mixture-proportioning of high-performance concrete", Cement and Concrete Research, 32, 11, pp. 1699-1704, 2002.
- [20] DJEBALI Saïd 'Etude du comportement mécanique du béton de fibres par l'essai de traction directe et de compression'.Thèse de doctorat, 2013.
- [21] DREUX G., FESTA J, « Nouveau guide du béton », Eyrolles éd., 7^{ème} édition, 1995.
- [22] Dreux.G et Festa.J, " Nouveau guide du béton et de ses constituants", édition Eyrolles, 2002.
- [23] EFNARC, "Specification and Guidelines for Self-Compacting Concrete", EFNARC, février 2002. Source : <http://www.efnarc.org> 2000.
- [24] Edamatsu, Nishida et Outchi, "A rational mix-design method for self-compacting concrete considering interaction between coarse aggregate and mortar particles" Proceeding of First International RILEM Symposium on Self-Compacting Concrete (PRO 7), Stockholm, Suede, pp, 309-320, 13-15 September 1999.
- [25] Ferraris C.F, Obla K.H, Hill R, " The influence of mineral admixtures on the rheology of cement paste and concrete", Cement and Concrete Research, 31, 2, pp. 245-255, 2001.
- [26] Flatt R.J, Houst Y.F., " A simplified view on chemical effects perturbing the action of superplasticizers", Cement and Concrete Research, 31, 8, pp. 1169-1176, 2001.
- [27] Gallias J.L, KARA-Ali R, Bigas J.P., " The effect of fine mineral admixtures on water requirement of cement pastes", Cement and Concrete Research, 30, 10, pp. 1543-1549, 2000.
- [28] Gibbs.J , Zhu.W, "Strength of hardend Self-Compacting concrete", Proceedings of the first international RILEM symposium on self-compacting concrete ,Stockholm, Suède, pp. 199-209, 1999.

- [29] Golaszewski J, Szwabowski J, "Influence of superplasticizers on rheological behaviour of fresh cement mortars", *Cement and Concrete Research*, 34, 2, pp. 235-248, 2004.
- [30] Grünwald S, Walraven J.C, "Rheological measurements on self-compacting fibre reinforced concrete", *Proceedings of the Third International Symposium on Self-Compacting Concrete*, Reykjavik, Islande, pp. 49-58, 2003.
- [31] Heirman G., Vandewalle L, "The influence of fillers on the properties of selfcompacting concrete in fresh and hardened state", *Proceedings of the Third International Symposium on Self-Compacting Concrete*, Reykjavik, Islande, pp. 606-618, 2003.
- [32] Hu C, "Rhéologie des bétons fluides", Rapport issu de la thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, LCPC, 1995.
- [33] Jelic I, Pavlovic M. N, Kotsovos M. D, A study of dowel action in reinforced concrete beams, *Magazine of Concrete Research*, Vol. 2, No. 2, pp. 131-141, Londres, Royaume-Uni, Avril, 1999.
- [34] Jin, "Properties of mortar for self compacting concrete", Thèse de l'Université de Londres, 2002.
- [35] Jolicoeur C, Simard M.A, "Chemical Admixture-Cement Interactions : Phenomenology and Physico-chemical Concepts", *Cement and Concrete Composites*, 20, pp. 87-101, 1998.
- [36] Juvas K, Käppi A, Salo K, Nordenswan E., "Effects of Cement Variations on Concrete Workability", *Nordic Concrete Federation*. Disponible dans le site : <http://www.itn.is/ncr/>
- [37] Kani G. N. J, The riddle of shear failure and its solution, *ACI Journal*, Vol. 61, No. 4, pp. 441-467, Detroit, Etats-Unis, Avril, 1964.
- [38] Kawai T, "Non-dispersible underwater concrete using polymers", *Marine Concrete*, International Congress on Polymers in Concrete, Brighton, UK, 1987. Cité par [39].
- [39] Khayat K.H, "Viscosity-Enhancing Admixtures for cement-based materials - An overview", *Cement and Concrete Composites*, 20, pp. 171-188, 1998.
- [40] Khayat K.H, Ghezal A, Hadriche M.S, "Utility of statistical models in proportionning self-consolidating concrete", *Proceedings of the First International RILEM Symposium on Self-Compacting Concrete*, Stockholm, Suède, pp. 345-359, 1999.
- [41] Khayat K.H, Ghezal A, "Effect of viscosity-modifying admixturesuperplasticizer combination on flow properties of SCC Equivalent Mortar", *Proceedings of the Third*

International Symposium on Self-Compacting Concrete, Reykjavik, Islande, pp. 369-385, 2003.

[42] Lachemi M, Hossain K.M.A, Lambros V, Nkinamubanzi P.-C, Bouzoubaâ N, "Self-consolidating concrete incorporating new viscosity modifying admixtures", Cement and Concrete Research, 34, 6, pp. 917-926, 2004.

[43] Lange F, Mörtz H, Rudert V, "Dense packing of cement pastes and resulting consequences on mortar properties", Cement and Concrete Research, 27, 10, pp. 1481-1488, 1997.

[44] Legrand C, "La structure des suspensions de ciment", Le Béton Hydraulique, Presses de l'ENPC, 1982.

[45] Loukili A, Turcry P, "Effect of a viscosity agent on mechanical properties of self-compacting concrete", In proceeding of Conference ICPCM A new era of building, 18-20 February 2003.

[46] Maher EL BARRAK, " contribution à l'étude de l'aptitude à l'écoulement des bétons autoplaçants a l'état frais "thèse doctorat de l'université Toulouse III – Paul Sabatier, 2005.

[47] Mathieu D, Phan-Tan-Luu R, Sargent M, "Méthodologie de la recherche expérimentale : criblage et étude des facteurs", LPRAI Marseille, 1996.

[48] Mathieu D, Phan-Tan-Luu R, Sargent M, "Méthodologie de la recherche expérimentale", LPRAI Marseille, 2000.

[49] Mougini J P, " cours de béton armé BAEL 91, calcul des éléments simples et des structures de bâtiments ", Eyrolles, Paris, 1992.

[50] Muttoni A, Fernandez Ruiz M, Shear strength of members without transverse reinforcement as function of critical shear crack width, ACI Structural Journal, Vol. 105, No. 2, pp. 163-172, Farmington Hills, Etats-Unis, Mars-Avril, 2008.

[51] Nehdi M, Mindess S, Aïtcin P.-C, "Rheology of high-performance concrete: Effect of ultrafine particles", Cement and Concrete Research, 28, 5, pp. 68- 697, 1998.

[52] Neville A M (1995), "Properties of Concrete", Longman, Harlow, p 844.

[53] NF-EN-12390-3. Essai pour béton durci – partie 3 : Résistance à la compression des éprouvettes. AFNOR, Indice de classement : P 18-455, Février 2003.

[54] NF -EN-1262+A1. Granulats pour béton. AFNOR, Indice de classement : P 18-601, Avril 2004.

[55] NF EN 1008 - Eau de gâchage pour bétons -Spécifications d'échantillonnage, d'essais et d'évaluation de l'aptitude à l'emploi, y compris les eaux des processus de l'industrie du béton, telle que l'eau de gâchage pour béton (indice de classement : P18-211). Juillet 2003.

- [56]Nielsson I, Wallevick O H, "Rheological evaluation of some empiric methods – preliminary results", Proceedings of the Third International Symposium on Self-Compacting Concrete, Reykjavik, Islande, pp. 59-68, 2003.
- [57] Noguchi T, Oh S G, Tomosawa F, "Rheological approach to passing ability between reinforcing bars of self-compacting concrete", Proceedings of the First International RILEM Symposium on Self-Compacting Concrete, Stockholm, Suède, pp. 59-70, 1999.
- [58]Okamura H, Maekawa K, Ozawa K, "High performance concrete", First ed. Gihouda Publishing Co, Tokyo, 1993.
- [59]Okamura H, Ouchi M, "Self-compacting high performance concrete", Progress in Structural Engineering and Materials, VolI, 1998.
- [60]Okamura H, Ouchi M, "Self-Compacting Concrete. Development, present use and future", Proceedings of the First International RILEM Symposium on Self-Compacting Concrete, Stockholm, Suède pp. 3-14, 1999.
- [61]Okamura H, Ouchi M, "self-compacting Concrete", Journal of Advance Concrete Technology, Vol.I,p 5-15. 2003.
- [62]Okamura H, Ozawa K,"Self compacting high performance concrete in Japan" ACI International Workshop on high Performance concrete, Bangkok, Thailand. 1994.
- [63]Okamura H, Ozawa K, "Mix design method for self-compacting concrete",Proceedings of Japan Society of Civil Engineers, 1995.
- [64]Okamura H, and OZAWA K, "Mix design for self-compacting concrete", Concrete library of JSCE, N°: 25, juin 1995.
- [65]Otsuki N, Hisada M, Nagataki S, Kamada T, "Anexperimental study on fluidity of antiwashout underwater concrete", ACI Materials Journal, 93, pp 20-25, 1996.
- [66]Ouchi M, Hibino M, and Okamura H, "Effect of superplasticizer on self compatibility of fresh concrete, Transportation Research Board", 76th annual meeting, Washington, D.C., 12-16, January 1997.
- [67]Ouchi M , EdamatsuY, "A simple evaluation method for interaction between coarse aggregate and mortar particles in self-compacting concrete", In Proceedings of the First International RILEM Symposium of Self-Compacting Concrete, Stockholm,1999.
- [68]OzawaK, Maekawa K, Okamura H, "High Performance Concrete with high filling capacity". In: RILEM symposium on admixtures for concrete. Barcelona; 1990.
- [69]Ozawa K, Tangtermsirikul S, Maekawa K, "Role of powder materials on the filling capacity of fresh concrete", Proceedings of the 4th CANMET/AI Conference on Fly Ash, Silica Fume, Slag and Natural Pozzolans in Concrete,

- [70] Paco D, "Contribution à l'étude de l'influence des propriétés des fillers calcaires sur le comportement autoplaçant du béton", Thèse de Doctorat de l'Université Paul Sabatier de Toulouse III, 2010.
- [71] Pascal CASANOVA, « bétons renforcés de fibres métalliques : du matériau à la structure », thèse de doctorat de l'école nationale des ponts et chaussées, 1995.
- [72] Pedersen B, Smeplass S, "The relationship between the rheological properties of SCC and the corresponding matrix phase", Proceedings of the Third International Symposium on Self-Compacting Concrete, Reykjavik, Islande, pp. 106-116, 2003.
- [73] Pera J, Husson S, Guilhot B, "Influence of finely ground limestone on cement hydration", Cement and Concrete Composites, 21, 2, pp. 99-105, 1999.
- [74] Petkova V, Ivanov Y, "The use of mathematical modelling in the composition of a composite material", Cement and Concrete Research, à publier, 2005.
- [75] Projet Région, "Amélioration des constructions par la maîtrise des BAP" Conseil Régional Midi-Pyrénées dans la thématique de recherche "l'homme et sa région", 2005.
- [76] Proust E, "Retraits et fluages des bétons autoplaçants : vers une meilleure compréhension des comportements différés", Thèse de doctorat de l'INSA de Toulouse, 2002.
- [77] Raphael J M (1984), "Tensile Strength of Concrete", Concrete International, Vol. 81, N 2, pp. 158-165.
- [78] RILEM, "Self-Compacting Concrete. State-of-the-art report of RILEM Technical Committee 174-SCC", Edited by A. Skarendahl and O. Petersso, RILEM Publications, France, 2001.
- [79] Rols S, Ambroise J, Péra J, "Effects of different viscosity agents on properties of self-leveling concrete", Cement and Concrete Research, 29, 2, p.261-266, 1999.
- [80] Sagaseta J, Vollum R L, Influence of aggregate fracture on shear transfer through cracks in reinforced concrete, Magazine of Concrete Research, Vol. 63, No. 2, pp. 119-137, Londres, Royaume-Uni, 2011.
- [81] Sedran T, "Rhéologie et rhéométrie des bétons. Application aux béton autonivelants", thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Mars 1999.
- [82] Sedran T, De Larrard F, "Optimization of self compacting concrete thanks to packing model", Proceedings of the First International RILEM Symposium on Self-Compacting Concrete, Stockholm, Suède, pp. 321-332, 1999.
- [83] Sheinn A M M, Ho D W S, Tam C T, "Effect of particle shape on paste rheology of SCC", Proceedings of the Third International Symposium on Self-

Compacting Concrete, Reykjavik, Islande, pp. 232-239, 2003.

[84]Skarendahl A, Petersson O, "Self-Compacting Concrete: State-of-the-art report of RILEM Technical Commite 174-SCC", RILEM Publications, France, 2001.

[85] Smeplass S, Mortsell E, "The particle matrix model applied on SC C", Proceedings of the Second International Symposium on Self-Compacting Concrete, Tokyo, Japon, pp. 267-276, 2001.

[86]Société BERA TEST, Catalogue Laboratoire: instruments de contrôle pour génie civil , suisse, 2005.

[87]Sonebi M, "Medium strength self-compacting concrete containing fly as: Modelling using factorial experimental plans", Cement and Concrete Research, 34, 7, pp. 1199-1208, 2004.

[88]Stefano Campana, Éléments en béton armé soumis à une combinaison de flexion, effort tranchant et forces de déviation thèse de Doctorat N° 5574. 2012.

[89]Svermova L, Sonebi M, Bartos P JM, "Influence of mix proportions rheology of cement grouts containing limestone powder", Cement and Concrete on des ce Composites, 25, 7, pp. 737-749, 2003.

[90]Tanaka K, "Development and utilization of high performance concrete for the construction of the Akashi Kaikyo Bridge". In: Zia P, editor. Proceedings.

[91]Tangtermsirikul S, Van B K, "Blocking criteria for aggregates phase of Selfcompacting high performance concrete", Proceedings of Regional Symposium on Infrastructures Development in Civil Engineering, Bangkok, pp. 58-69, 1995.

[92]Turcry P, Loukili A, "Différentes approches pour la formulation des bétons autoplaçants : incidence sur les caractéristiques rhéologiques", Forum des associations AFGC/AUGC/IREX : innovation et développement en génie civil et urbain - nouveaux bétons, Toulouse, 30-31 mai 2002.

[93]Tureyen A K, Frosch R J, Concrete shear strength: another perspective, ACI Structural Journal, Vol. 100, No. 5, pp. 609-615, Farmington Hills, Etats-Unis, Septembre-Octobre, 2003.

[94] Uchikawa H, Hanehara S, Sawaki D, "The role of steric repulsive force in the dispersion of cement particles in fresh paste prepared with organic admixture", Cement and Concrete Research, 27, 1, pp.37-50, 1997.

[95]Uлага T, "Betonbauteile mit Stab- und Lamellenbewehrung : Verbund- und Zugglied modellierung" These de doctorat, No. 15062, 161 p., ETHZ, ZÄurich, Suisse, 2003.

[96]Utsi S, Emborg M, Carlswärd J, "Relation between workability and rheological parameters", Proceedings of the Third International Symposium on Self-Compacting Concrete, Reykjavik, Islande, pp. 154-164, 2003.

- [97] Van B K, "A method for the optimum proportioning of the aggregate phase of highly durable vibration-free concrete", MSc thesis, Asian Institute of Technology, Bangkok, 1994.
- [98] Van B K, Montgomery D G, Hinczak I, Turner K, "Rapid testing methods for segregation resistance and filling ability of self-compacting concrete Proceedings of the fourth CANMET/ACI/JCI International Symposium : Advances in Concrete Technology, Tokushima, Japon, pp. 85-104, 1998.
- [99] Walraven J, "Structural aspects of self compacting concrete", Proceedings of the fourth CANMET/ACI/JCI International Symposium: Advances in Concrete Technology, Tokushima, Japan, 1998.
- [100] Yahia A, Tanimura M, Shimoyama Y, "Rheological properties of highly flowable mortar containing limestone filler-effect of powder content and W/C ratio", Cement and concrete Research, 35, 3, pp. 532-539, 2005.
- [101] Zhang X, Han J, "The effect of ultra-fine admixture on the rheological property of cement paste", Cement and Concrete Research, 30, 5, pp. 827-830, 2000.
- [102] Zararis P D, Shear strength and minimum shear reinforcement of reinforced concrete slender beams, ACI Structural Journal, Vol. 100, No. 2, pp. 203-214, Farmington Hills, Etats-Unis, Mars-Avril, 2003.

ANNEXES

I. Analyse granulométrique (EN 933-1 et EN 933-2)

I.1 But de l'essai

L'analyse granulométrique consiste à déterminer la distribution dimensionnelle des grains constituant l'échantillon.

A noter qu'il faut éviter la confusion entre la **granulométrie** qui s'intéresse à la détermination de la dimension des grains et la **granularité** qui concerne la distribution dimensionnelle des grains d'un granulat.

I.2 Principe de l'essai

L'essai consiste à fractionner au moyen d'une série de tamis l'échantillon en plusieurs classes granulaires de tailles décroissantes. Les dimensions de mailles et le nombre de tamis sont choisis en fonction de la nature de l'échantillon et de la précision attendue.

La dimension nominale des tamis est donnée par l'ouverture de la maille, c'est-à-dire par la grandeur de l'ouverture carrée. Ces dimensions sont telles qu'elles se suivent dans une progression géométrique de raison 1.259 (Voir tableau I.1), depuis le tamis 0,063 mm jusqu'au tamis 125 mm.

Module	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
Tamis (mm)	0.08	0.100	0.125	0.160	0.200	0.250	0.315	0.400	0.500	0.630	0.800
Module	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41
Tamis (mm)	1.00	1.25	1.60	2.00	2.50	3.15	4.00	5.00	6.30	8.00	10
Module	42	43	44	45	46	47	48	49	50		
Tamis (mm)	12.5	16	20	25	31.5	40	50	63	80		

Tableau I.1 : Dimensions nominales des tamis selon norme EN 933-2

I.3 Préparation de l'échantillon

Il faut que l'échantillon analysé soit en quantité suffisante pour être mesurable et pas trop important pour éviter de saturer les tamis et de les faire déborder. Pour éviter ces inconvénients, la masse de l'échantillon M doit être dans la plage :

$$0.2D < M < 0.6D$$

Où D représente la dimension du plus gros granulat en mm et M est la masse de l'échantillon en Kg.

I.4 Conduit de l'essai

La vibration fait descendre les grains au travers des tamis jusqu'à ce qu'ils soient bloqués par le tamis de la maille correspondante au diamètre du grain. Mais la vibration n'est pas suffisante pour faire descendre les fines. En effet, ces grains sont si fins qu'ils se

collent aux grains d'un diamètre plus gros. Elles restent donc bloquées dans des tamis qui ne correspondent pas à leurs diamètres. Sous le seul effet de la vibration, l'analyse est donc faussée. Pour y remédier, la norme indique de laver l'échantillon dans le plus petit tamis nécessaire à l'analyse et donc d'entraîner les fines avec l'eau.

Le mode opératoire est le suivant :

- Préparation de l'échantillon
- Lavage de l'échantillon sur le plus petit tamis choisi (élimination des fines)
- Séchage étuve à 105°C
- Tamisage sur les tamis choisis (Pour des raisons de manque de certains tamis dans le laboratoire, la série de tamis a été adaptée de façon à ce qu'elle soit la plus proche possible de celle définie par la norme)

- Détermination des poids cumulés
- Détermination des pourcentages de refus cumulés

REFUS : granulats retenus par le tamis

- Détermination des pourcentages de tamisats cumulés

TAMISAT : granulat passant à travers le tamis

- Tracé de la courbe granulométrique

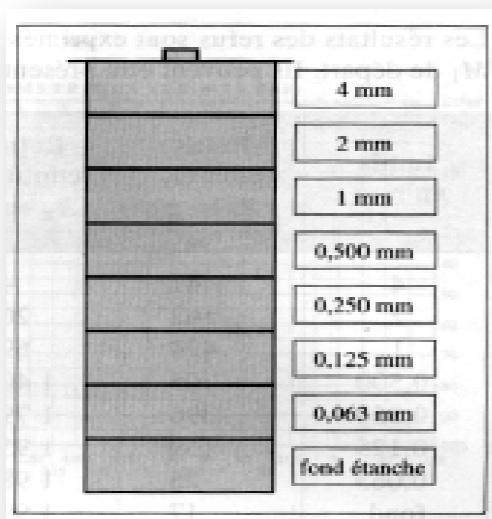


Figure I.1 : colonne de tamis

2. Absorption (NF P 18- 555)

2.1 But de la mesure

Certains matériaux granulaires peuvent présenter une porosité interne qui est préjudiciable, en particulier, à la résistance au gel des bétons. En effet, l'eau incluse dans le granulat provoque l'éclatement du béton lorsque celui-ci est soumis de manière prolongée à des basses températures.

2.2 Principe de la mesure

On détermine un coefficient d'absorption, qui est défini comme le rapport de l'augmentation de la masse de l'échantillon après imbibition par l'eau, à la masse sèche de l'échantillon. Cette imbibition est obtenue par immersion de l'échantillon dans l'eau pendant 24 heures à 20 °C.

Le coefficient d'absorption (A_b) est défini par la relation :

$$A_b = \frac{M_a - M_s}{M_s} \times 100$$

M_s = masse de l'échantillon sec après passage à l'étuve à 105 °C.

M_a = masse de l'échantillon imbibé, surface sèche déterminée comme suit.

2.3 Conduit de l'essai

Après imbibition dans l'eau pendant 24 heures, étaler l'échantillon sur une surface plane non absorbante et le soumettre à un flux d'air chaud, tout en le remuant afin que la surface externe des grains sèche.

Ce séchage doit être effectué de manière douce afin de ne pas éliminer l'eau qui pourrait être piégée à l'intérieur du granulat. Veiller également à ne pas perdre de grains de sable au cours de l'opération. Les grains sont alors libres de toutes forces d'attraction capillaire. On peut vérifier que cet état a été atteint en plaçant le matériau dans un moule tronconique, posé sur une surface plane non absorbante, et en le compactant légèrement. On vérifie que celui-ci s'écoule en démoulant (Figure I.2).

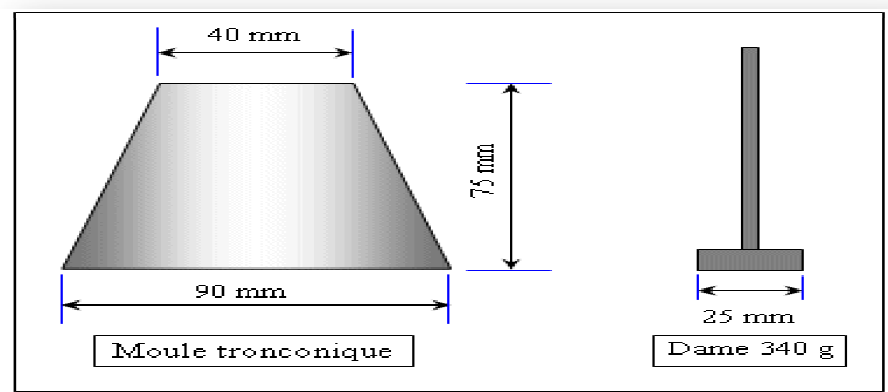


Figure I.2: Moule et dame pour coefficient d'absorption des graviers

2.4 Mesure pour les gravillons (NF P 18.554)

Après imbibition, l'échantillon est soigneusement épongé avec un tissu absorbant, les gros éléments étant essuyés individuellement. Il est ensuite pesé.

3. Mesure des temps de début et de fin de prise de la pâte de ciment

3.1 Objectif de l'essai

Il est nécessaire de connaître le début et fin de prise des pâtes de ciment (des liants hydrauliques) afin de pouvoir évaluer le temps disponible pour la mise en place correcte des mortiers et des bétons qui seront ensuite confectionnés. Les essais se font à l'aide de l'aiguille de Vicat qui donne deux repères pratiques: Le début de prise et la fin de prise. L'essai consiste à suivre l'évolution de la consistance d'une pâte de consistance normalisée; l'appareil utilisé est appareil de VICAT (**figure I.3**) équipé d'une aiguille de 1,13 mm de diamètre. Quand sous l'effet d'une charge de 300 g l'aiguille s'arrête à une distance d du fond du moule telle que $d = 4\text{ mm} \pm 1\text{ mm}$ on dit que le début de prise est atteint. Ce moment, mesuré à partir du début du malaxage, est appelé « TEMPS DE DEBUT DE PRISE ». Le « TEMPS DE FIN DE PRISE » est celui au bout duquel l'aiguille ne s'enfonce plus que de 0,5 mm.

3.2 Equipement nécessaire

- Salle climatisée: L'essai doit se dérouler dans une salle, dont la température est de $20^{\circ}\text{C} \pm 1^{\circ}\text{C}$ et dont l'humidité relative est supérieure à 90%. A défaut d'une telle humidité relative, l'échantillon testé pourra, entre deux mesures, être entreposé dans de l'eau maintenue à $20^{\circ}\text{C} \pm 1^{\circ}\text{C}$.
- Malaxeur normalisé: avec une cuve de 5 litres de contenance et d'une pale de malaxage pouvant tourner à 2 vitesses (dites lente 140tr/mn et rapide 285tr/mn).
- Appareil de VICAT (du nom de l'ingénieur français). L'appareil est composé d'un moule tronconique de 40 mm de hauteur et d'une tige coulissante équipée à son extrémité d'une aiguille de 1,13 mm de diamètre.
- Balance précise à 0,1 g près.
- Chronomètre précise à 0,1 s près.

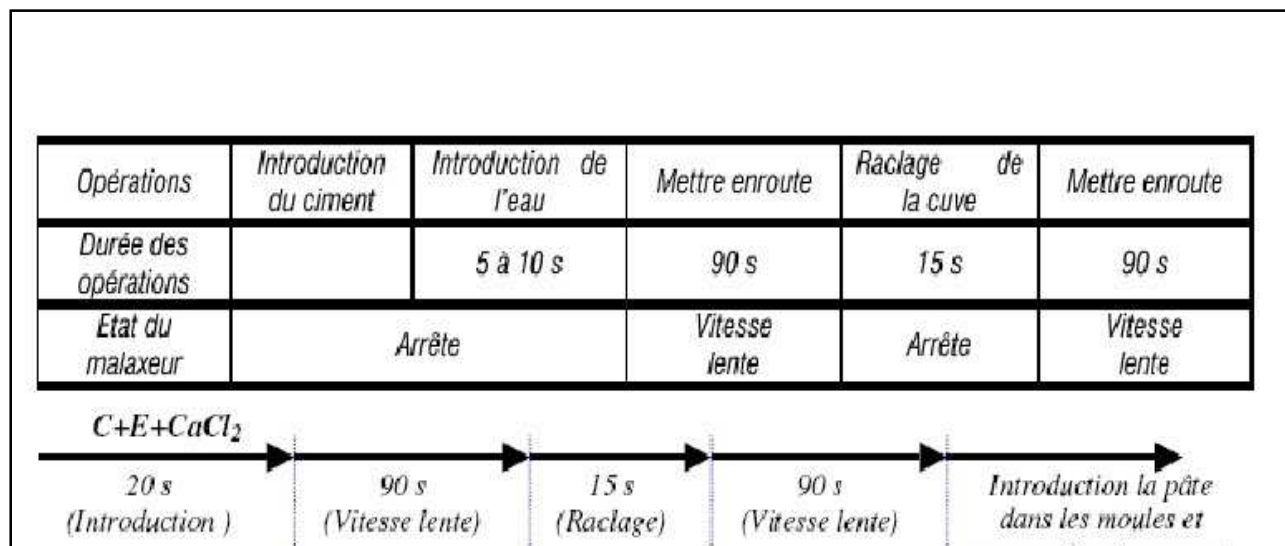
3.3 Conduite de l'essai

Le mode opératoire de l'essai est fixé par la norme EN 196-3. Il s'agit de confectionner une pâte de consistance normalisée: On préparera 2 Kg de ciment, une pâte pure de rapport $E/C=0,26$.

Ceci permettra de préparer 5 moules. Pour accélérer les phénomènes, on dissolvera dans l'eau de gâchée du chlorure de calcium (CaCl_2) en prenant comme poids de CaCl_2 , 2% du poids d'eau calculé pour la gâchée.

ANNEXE I Essais au laboratoire

On versera l'eau avec l'accélérateur de prise dissous dans la cuve du malaxeur, contenant le ciment, on déclenchera les deux chronomètres,
(Un pour la gâchée, un autre pour base du temps, pour la manipulation).



La pâte est alors rapidement introduite dans le moule tronconique posé sur une plaque de verre, sans tassement ni vibration excessifs. Il faut enlever l'excès de pâte par un mouvement de va-et-vient effectué avec une truelle maintenue perpendiculairement à la surface supérieure du moule.

Puis l'ensemble est placé sur la platine de l'appareil de vicat. Quatre minutes après le début du malaxage, l'aiguille est amenée à la surface de l'échantillon être lâchée sans élan (sans vitesse).

L'aiguille alors s'enfonce dans la pâte. Lorsqu'elle est immobilisée (ou après 30 s d'attente), relever la distance d séparant l'extrémité de l'aiguille de la plaque de base.

Recommencer l'opération à des intervalles de temps convenablement espacés ($\sim 10-15$ mn) jusqu'à ce que $d = 4\text{mm} \pm 1\text{mm}$. Cet instant mesuré à 5 mn près est le temps de début de prise pour le ciment concerné (étudié).

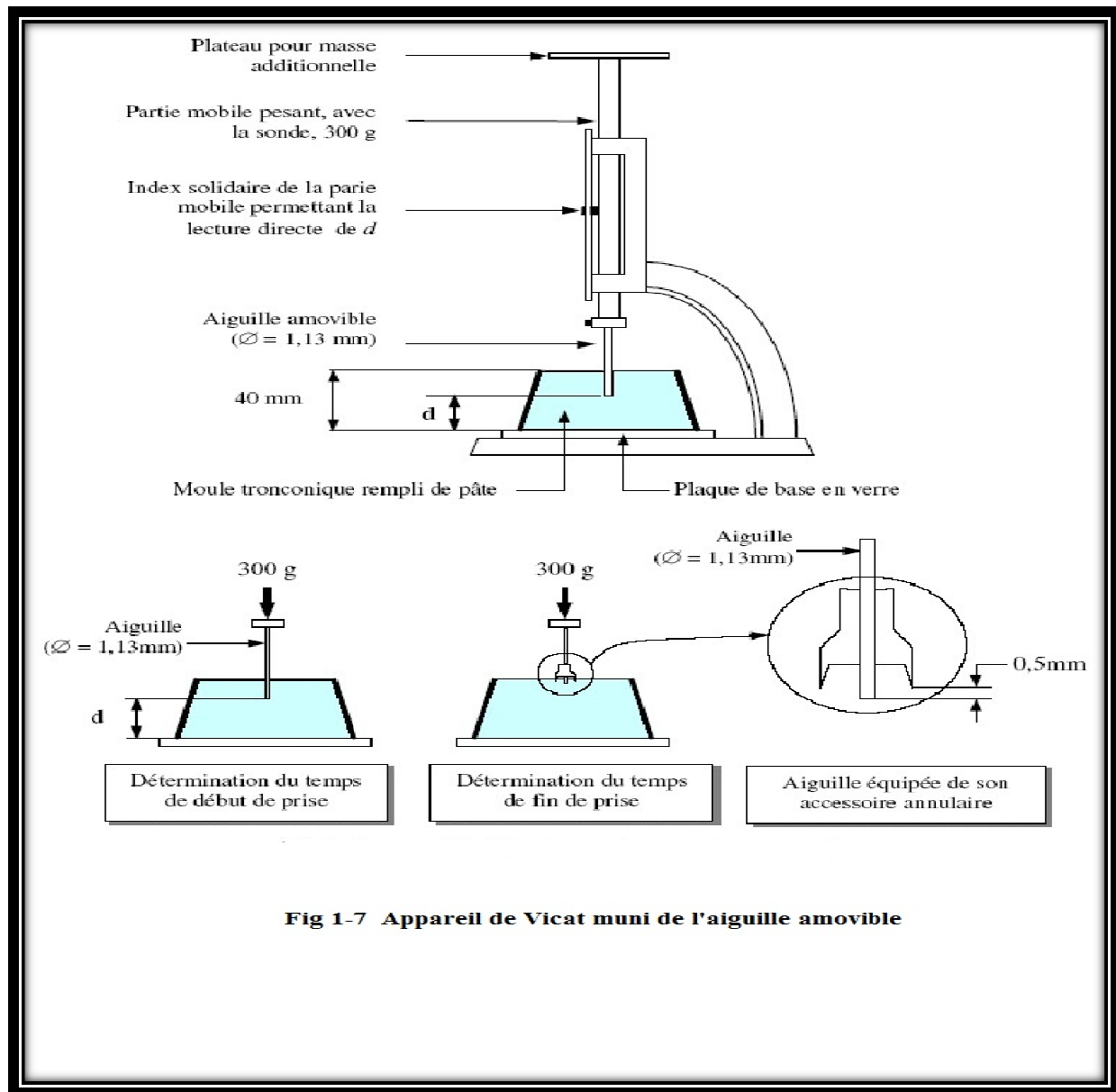


Fig 1-7 Appareil de Vicat muni de l'aiguille amovible

4. Mesure la consistance de la pâte

4.1 Objectif de l'essai

La consistance de la pâte caractérise sa plus ou moins grande fluidité. Il y a deux types d'essai, qui permettent d'apprécier cette consistance.

1. L'essai de consistance avec l'appareil de Vicat conformément à la norme I96-3.
2. L'essai d'écoulement au cône, conformément à la norme NFP-18 358.

La consistance de la pâte de ciment est une caractéristique, qui évolue au cours de temps. Pour pouvoir étudier l'évolution de la consistance en fonction des différents paramètres, il faut pouvoir partir d'une consistance qui soit la même pour toutes les pâtes étudiées.

L'objectif de cet essai est de définir une telle consistance dite «CONSISTANCE NORMALISEE ».

4.2 Principe de l'essai

La consistance est évaluée ici en mesurant l'enfoncement dans la pâte, d'une tige cylindrique sous l'effet d'une charge constante. L'enfoncement est d'autant plus important que la consistance est plus fluide.

La consistance évaluée de cette manière sera appelée « **CONSISTANCE VICAT** ».

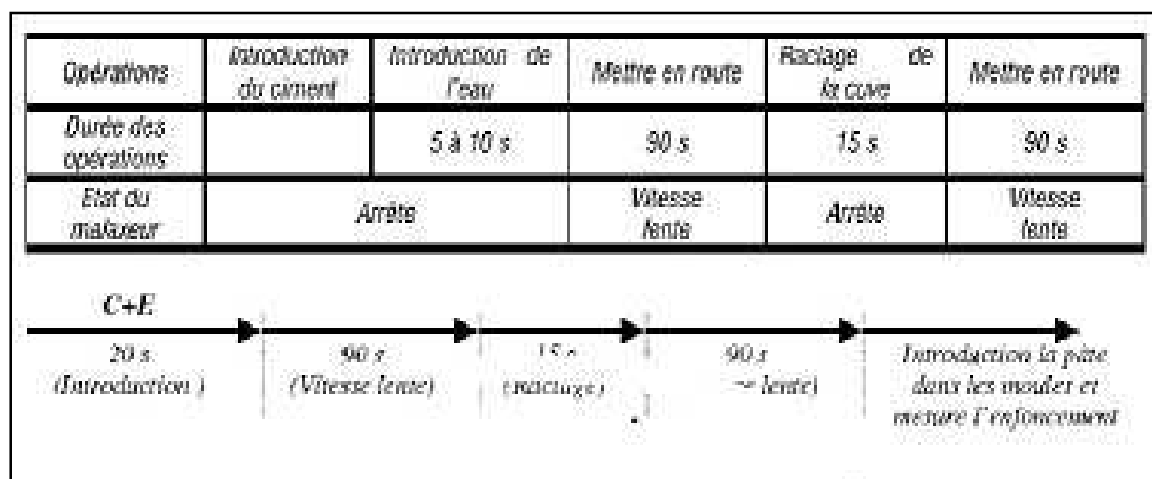
4.3 Equipement nécessaire

- Un malaxeur avec une cuve de 5 litres de contenance et d'une pale de malaxage pouvant tourner à 2 vitesses (dites lente 140 tr/mn et rapide 285 tr/mn)
- Un appareil de VICAT. L'appareil est composé d'un moule tronconique de 40 mm de hauteur et d'une tige coulissante équipée à son extrémité d'une sonde 10 mm de diamètre (**figure I.8**). La partie coulissante a une masse totale de 700 g (y compris la sonde amovible).
- Une balance permettant de peser à 1 g près.
- Une Chronomètre précis à 1 s près.

4.4 Conduite de l'essai

500 g de ciment sont pesés et introduits dans la cuve du malaxeur. La quantité d'eau choisie est ajoutée au ciment en un temps compris entre 5 et 10 secondes.

Mettre immédiatement le malaxeur en route à la vitesse lente pendant 90 s. Arrêter la machine pendant 15 s et ramener, dans la gâchée avec une petite truelle, la pâte adhérant à la cuve et se trouvant au delà de la zone de malaxage. Remettre la machine en route pour une durée de 90s à vitesse lente.



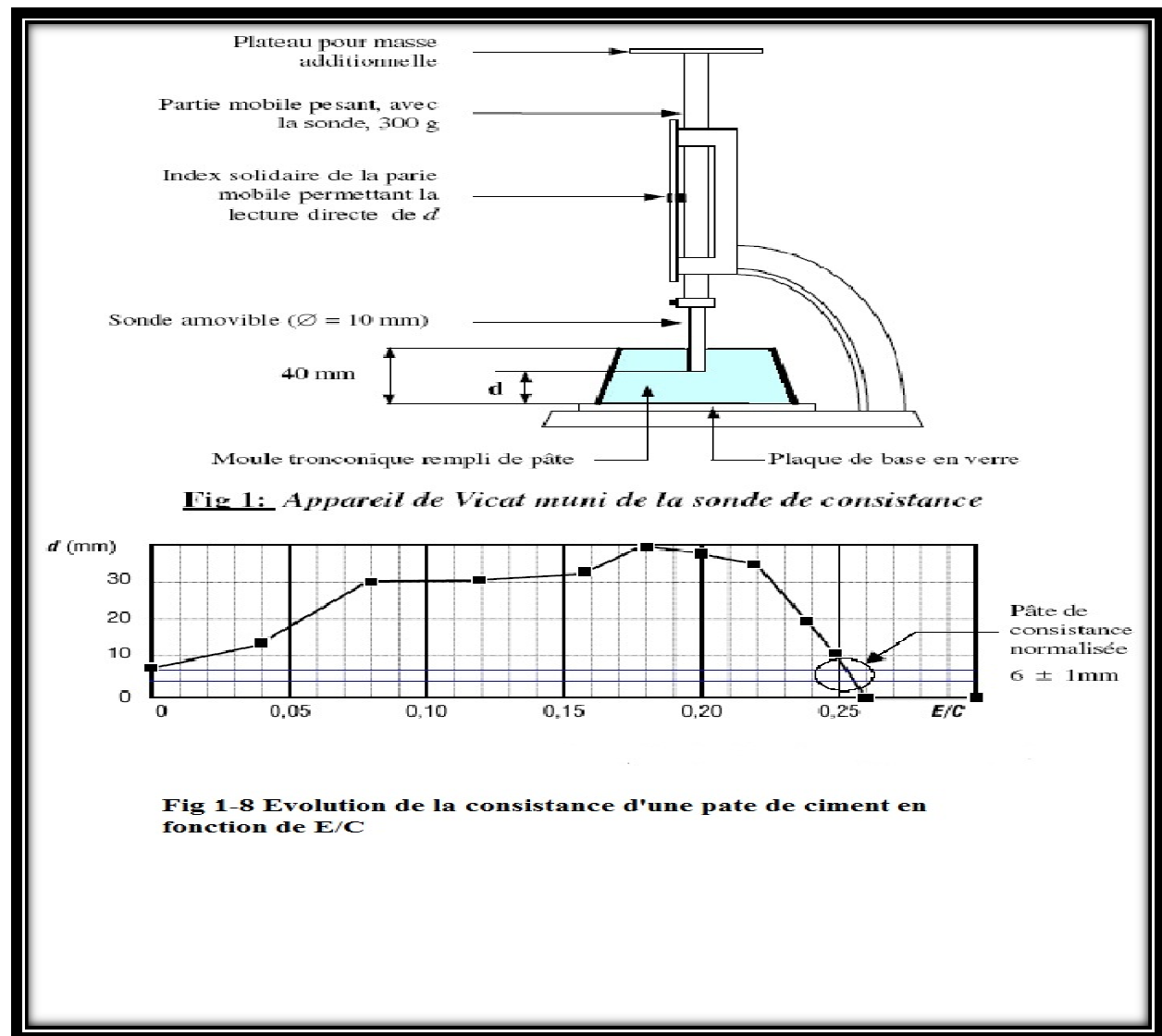
La pâte est alors rapidement introduite dans le moule tronconique posé sur une plaque de verre, sans tassement ni vibration excessifs; Il faut enlever l'excès de pâte par un mouvement de va-et-vient effectué avec une truelle maintenue perpendiculairement à la surface supérieure du moule.

ANNEXE I Essais au laboratoire

Puis l'ensemble est placé sur la platine de l'appareil de vicat. Quatre minutes après le début du malaxage, la sonde est amenée à la surface supérieure de l'échantillon (moule tronconique) et relâchée sans élan.

La sonde alors s'enfonce dans la pâte. Lorsqu'elle est immobilisée (ou après 30 s d'attente), on mesure la distance d séparant l'extrémité de la sonde et de la plaque de base. Cette distance (d) caractérise la consistance de la pâte étudiée.

- Si $(d) = 6\text{ mm} \pm 1\text{ mm}$, on dit que la consistance de la pâte étudiée est normalisée. (Consistance normalisée).
- Si (d) n'atteint pas cette valeur (c.à.d. $d > 7\text{ mm}$ ou $d < 5\text{ mm}$), il convient de refaire l'essai avec une valeur différente du rapport E/C jusqu'à atteindre la valeur recherchée de la consistance.



I. Analyse granulométrique (résultats de caractérisation expérimentale des granulats) : Dans cette annexe sont présentés les résultats de caractérisation des granulats utilisés pour notre étude.

Matériau : sable 00/03				
Nature	Gravier concassé 00/03			
Provenance	Carrière de Tiziouzou			
Date d'analyse	25_12_2011			
Caractérisation faite selon EN 933-I				
Analyse granulométrique				
Procédé utilisé: Lavage par tamisage				
Masse sèche totale			MI	2000g
Masse sèche après lavage			M2	1853g
Masse sèche des fines retirées après lavage			MI- M2	147g
Passant au 0.063			P	29.8g
Tamis en (mm)	Refus en (gr)	Refus C en (gr)	Refus C en (%)	Tamisât C en (%)
5	0	0	0	100
4	26.49	26.49	1.43	98.57
3.15	186.97	213.46	11.52	88.48
2.5	237.56	451.02	24.34	75.66
1.25	763.99	1215.01	65.57	34.43
1	0.9286	1215.94	65.62	34.38
0.315	463.62	1679.56	90.64	9.36
0.16	100.43	1779.99	96.06	3.94
0.08	42.99	1822.98	98.38	1.62

fond	29.835	1852.8I	99.99	0.0I
C : cumulé				
% du tamisât des fines <0,063	(MI-M2) +p)*100/MI		8.84	

<i>Matériau : Gravier 03/08</i>												
Nature	Gravier concassé 03/08											
Provenance	Carrière de Tiziouzu											
Date d'analyse	25_12_2011											
Caractérisation faite selon EN 933-I Analyse granulométrique Procédé utilisé: Lavage par tamisage Masse sèche totale Masse sèche après lavage Masse sèche des fines retirées après lavage Passant au 0.063 <table border="1" style="width: 35%; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <tr><td>MI</td><td>4000g</td></tr> <tr><td>M2</td><td>3990.5g</td></tr> <tr><td>MI-M2</td><td>9.5g</td></tr> <tr><td>P</td><td>8.5g</td></tr> </table>					MI	4000g	M2	3990.5g	MI-M2	9.5g	P	8.5g
MI	4000g											
M2	3990.5g											
MI-M2	9.5g											
P	8.5g											
Tamis en (mm)	Refus en (gr)	Refus C en (gr)	Refus C en (%)	Tamisât C en (%)								
I6	0	0	0	100								

12.5	0	0	0	100
10	0	0	0	100
8	0	0	0	100
6.3	687.96	687.96	17.24	82.76
5	1054.29	1742.25	43.66	56.34
4	802.09	2544.34	63.76	36.24
3.15	815.26	3359.6	84.19	15.81
2.5	397.06	3756.66	94.14	5.86
1.25	213.89	3970.55	99.5	0.5
1	6.78	3977.33	99.67	0.33
fond	8.78	3986.11	99.89	0.11
C : cumulé				
% du tamisât des fines <0,063		(MI-M2) +p)*100/MI	0.45	

Matériau : Gravier 08/16					
Nature	Gravier concassé 08/I6				
Provenance	Carrière de Tiziouzou				
Date d'analyse	25_12_2011				
Caractérisation faite selon EN 933-I					
Analyse granulométrique					
Procédé utilisé: Lavage par tamisage					
Masse sèche totale				MI	5000g
Masse sèche après lavage				M2	4994g
Masse sèche des fines retirées après lavage				MI-M2	6g
Passant au 0.063				P	12.5g
Tamis en (mm)	Refus en (gr)	Refus C en (gr)	Refus C en (%)	Tamisât C en (%)	
16	0	0	0	100	
12.5	1318.91	1318.91	26.41	73.59	
10	1375.85	2694.76	53.96	46.04	
8	1084.7	3779.46	75.68	24.32	
6.3	715.14	4494.6	90	10	
5	302.14	4796.74	96.05	3.95	
4	87.39	4884.13	97.8	2.2	
3.15	58.93	4943.06	98.98	1.02	
2.5	20.48	4963.54	99.39	0.61	

ANNEXE 2 Résultats des différents essais de caractérisation

1.25	10.98	4974.52	99.61	0.39
I	I	4975.52	99.63	0.37
0.08	4.49	4980.01	99.72	0.28
fond	12.5	4992.51	99.97	0.03
C : cumulé				
% du tamisât des fines <0,063		(M1-M2) +p)*100/M1	0.37	

NOTICE TECHNIQUE

Edition Juillet 2007

2 1 3 6

MEDAPLAST SP 40

Conforme à la norme EN 934-2

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.

CARACTERISTIQUES

- Forme Liquide
- Couleur Marron
- PH 8,2
- Densité $1,20 \pm 0,01$
- Teneur en chlore $< 1\text{g/L}$
- Extrait sec 40%

PROPRIETES ET EFFETS

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

Sur béton frais :

- d'améliorer la fluidité
- d'augmenter la maniabilité
- de réduire l'eau de gâchage
- d'éviter la ségrégation
- de faciliter la mise en œuvre du béton

Sur béton durci :

- d'augmenter les résistances mécaniques même à jeune âge
- de diminuer la porosité
- d'augmenter la durabilité
- de diminuer le retrait

DOMAINES D'APPLICATION

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

DOSAGE

Plage de dosage recommandée :
0,6 à 2,5% du poids de ciment
soit 0,5 l à 2 l par 100 kg de ciment

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

MODE D'EMPLOI

Le **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.

CONDITIONNEMENT ET STOCKAGE

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

Délai de conservation :

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

PRECAUTION D'EMPLOI

Manipulation non dangereuse.

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

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.

96



Granitex
فرانتيكس

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 - E-mail: granitex@granitex.dz





O.R.G.M
DIRECTION GENERALE

الديوان الوطني للبحث الجيولوجي و المنجمي
Office National de Recherche Géologique et Minière

Etablissement public à caractère industriel et commercial créé par décret n° 92-31 du janvier 1992

DIRECTION DES PROJETS ET REALISATIONS
DIRECTION DES LABORATOIRES ET VALORISATION

RESULTATS DES TRAVAUX DE LABORATOIRE
ETUDE PETROGRAPHIQUE
EURL CARRIEREALMAHAROUNE
Commande N° 01 du 22/01/07

JANVIER 2007



Siège : Cité Ibn Khaldoun - B.P 102 BOUMERDES 35000 - ALGERIE

☎ 213 (24) 81 75 99 - Fax 213 (24) 81 83 79 - Telex 68 467 ORGM DZ - 📧 orgm@wissal.dz

 ORGM	ENREGISTREMENT SYSTEME QUALITE	Date d'envoi :23/01/07
	Résultats d'analyses chimiques	REF : ENRG 9876

CLIENT : EURL CARRIERE ALMAHAROUNE
BON DE COMMANDE N° 01/07
NATURE DES ECHANTILLONS : MINERAIS
NOMBRE D' ECHANTILLONS : 03
N°LB 11/07

RESULTATS D'ANALYSES CHIMIQUES

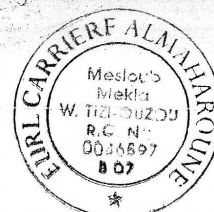
N° D'ordre	N° D'échantillon	Analyse des éléments majeurs (%)										
		SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	Na ₂ O	K ₂ O	TiO ₂	MnO	P ₂ O ₅	PAF
1	03 sable rouge	70.78	13.50	3.83	0.84	0.27	2.58	5.49	0.12	0.02	0.28	1.60
2	01 sable blanc	6.51	1.11	0.93	50.75	0.93	0.21	0.22	<0.05	0.02	0.08	39.04
3	01	2.90	0.11	0.44	52.84	1.00	0.32	<0.05	<0.05	0.01	0.07	41.96

Chef de Laboratoire

Mme SEDDIKI.Z

Le Directeur des Laboratoires et Valorisation

Mr MEKARZIA.M



 ORGM	ENREGISTREMENT SYSTEME QUALITE	Edition 17/01/2007
	Résultats d'analyses et essais sur monolithe et sables	Ref : ENGR 9873

Résultats d'analyses

Monolithe

N° d'ordre	Masse volumique g/cm ³	Masse spécifique g/cm ³	Porosité %	Absorption, %	Résistance à la compression, Kg/cm ²	
					Sec	Humide
01	2,66	2,70	1,58	0,20	566	//
02	2,69		0,39	0,19	482	//
03	2,69		0,23	0,19	380	//
04	//		//	//	//	471
05	//		//	//	//	509
06	//		//	//	//	409
Moyenne	2,68		0,73	0,19	476	463
Coefficient de ramollissement			0,97			
Particules argileuses, %			0,14			
Classe, mm	Lamellaires, %	Los Angles, %	Micro Deval, %			
16 - 31,5	89.69	60.83	MDS	MDE		
10 - 25	86.02	65.60	//	//		
10 - 14	//	//	19.96	45.20		
6.3 - 10	//	//	43.08	58.24		
4 - 6.3	//	//	84.30	82.28		



DPR - DLV - Laboratoire de Géotechnique. Tel : 024 81 77 94, Fax : 024 81 13 39

2/3

 ORGM	ENREGISTREMENT SYSTEME QUALITE	Edition 17/01/2007
	Relevés d'analyses et essais sur monolithe et sables	Ref : ENGR 9873

Sables

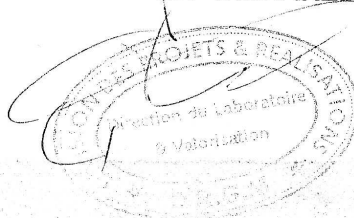
Essai \ Echantillon	Sable blanc		Sable rouge	
	Tamis, mm	refus, %	Tamis, mm	refus, %
Granulométrie		//	6.3	18.00
	5	//	5	11.57
	2.5	0.37	2.5	19.30
	1.25	19.44	1.25	15.47
	0.63	29.24	0.63	11.50
	0.315	22.49	0.315	8.97
	0.16	12.84	0.16	6.12
	0.08	7.87	0.08	4.68
	< 0.08	7.75	< 0.08	4.40
Module de finesse	2.25		3.94	
Poids volumique absolue, g/cm ³	2.64		2.53	
Poids volumique apparente, g/cm ³	1.64		1.55	
Absorption, %	3.31		1.86	
Particules argileuses, %	6.40		13.09	

DIRECTEUR DES LABORATOIRES
& VALORISATIONS

Chef de Laboratoire

B. YAHIAOUI

M. MEKARZIA



FICHE TECHNIQUE

Réf : DC/FT MT. v03

Analyses et caractérisation**Analyses chimiques**

Perte au feu (%), (NA 5042):	7,50 – 12,00
Résidus insolubles (%), (NA 5042):	0,7 – 2,00
Teneur en sulfates SO ₃ (%), (NA 5042):	2,00 – 2,70
Teneur en oxyde de magnésium MgO (%):	1,00 – 2,20
Teneur en chlorures (%), (NA 5042):	0,01 – 0,05
Teneur équivalent en alcalis (%):	0,3 – 0,75

Composition hypothétique du clinker (Bogue)

Silicates tricalciques C ₃ S (%):	58 - 64
Silicates bicalciques C ₂ S (%):	12 - 18
Aluminates tricalciques C ₃ A (%):	6,00 – 8,00
Aluminoferrites tetracalciques C ₄ AF (%):	10,00 – 12,00

Propriétés physiques

Consistance normale de la pâte de ciment (%):	25 – 28,50
Finesse suivant la méthode de Blaine (NA 231):	4150 – 5250
Retrait à 28 jours en µm/m	<1 000
Expansion en mm	0,3 – 2,5

Temps de prise à 20°C (NA 230)

Début de prise (min)	140 - 195
Fin de prise (min)	195 - 290

Résistance à la compression (NA 234)

02 jours (MPa)	≥ 10,0
28 jours (MPa)	≥ 42,5

MATINE
Ciment pour béton exigeant
CEM II/B 42,5 N NA 442



Algerien Cement Company (SPA)

Hannan - Dfoua, V'illa (ACG)
Tél: +213 35 50 70 20
Fax: +213 35 50 70 30

Direction générale

33, Rue des Pins, Hydra, Alger
Tél: +213 (0) 21 40 10 65
Fax: +213 (0) 21 40 10 71

Ciment Blanc Algérien (SPA)

Usine Oujda (CIBA)
BP 07, 29350 Meerssen
Tél. / Fax: +213 (0) 46 84 88 03



1. Essai d'étalement au cône d'Abrams (Slump flow)

1.1 Le but de l'essai : caractériser la fluidité du béton en milieu non confiné.

1.2 Matériel nécessaire :

- Plateau équipé d'une plaque métallique plane de forme carrée au moins 90 cm de coté.
- Cône d'Abrams dispose d'un empattement pour être maintenu contre le plateau avec les pieds de l'opérateur.
- Mètre.

1.3 Mode opératoire :

- Mettre le plateau sur un support stable et horizontal ;
- Humidifier la surface de la plaque ;
- Placer le cône au centre du plateau ;
- Prélever un échantillon représentatif du béton ;
- Equiper la partie supérieure du cône d'un entonnoir ;
- Remplir le cône en déversant le béton de manière continue jusqu'à l'arase supérieure du cône ;
- Retirer l'entonnoir et araser si nécessaire avec une truelle et nettoyer la plaque avec un chiffon humide ;
- Soulever le cône verticalement à l'aide des deux poignées ;
- Une fois le béton étalé ; mesurer (au centimètre le plus proche) le diamètre de la galette formée (deux mesures diamétralement opposées). Si les deux valeurs sont différentes de plus de 5 cm, l'essai est invalide et reconduit ;
- Exprimer le résultat final en termes de moyenne des deux valeurs obtenues en arrondissant au centimètre supérieur.

2. Essai de stabilité au tamis

2.1 Le but de l'essai : vérification les BAP vis-à-vis du risque de ségrégation.

2.2 Matériel nécessaire :

- Seau de 10 litres et couvercle ;
- Tamis 5mm diamètre et fond de tamis ;
- Balance de portée minimale 20 kg.

2.3 Mode opératoire :

- Echantillonnage : verser directement 10 litres de béton dans le seau ;
- Couvrir le seau pour protéger le béton de la dessiccation ;
- Attendre 15 minutes ;
- Poser le tamis et le fond sur la bascule ;
- Verser au centre du tamis un poids de béton égal à $4,8 \text{ kg} \pm 0,2 \text{ kg}$, hauteur de chute du béton $50 \text{ cm} \pm 5 \text{ cm}$;
- Attendre 2 minutes ;

- Faire la tare ;
- Peser le poids de la laitance : $P_{\text{laitance}} = P_{\text{fond}} + \text{laitance} - P_{\text{fond}}$;
- Calculer le pourcentage en poids de laitance par rapport au poids de l'échantillon

$$\text{Stabilité (\%)} = (P_{\text{laitance}} \times 100) / P_{\text{échantillon}}$$

3. Essai de la boîte en L (Capacité de remplissage)

3.1 Le but de l'essai : Permet de vérifier que la bonne mise en place du béton, sans blocage au voisinage des armatures.

3.2 Matériel nécessaire :

La boîte en L.

Mètre

3.3 Mode opératoire :

- Vérifier que la boîte est sur un plan horizontal ;
- Remplir de béton la partie verticale de la boîte en L ;
- Araser et laisser le béton reposer pendant 1 minute ;
- Enlever la trappe et laisser le béton s'écouler dans la partie horizontale de la boîte à travers le ferrailage. La distance libre entre les barres est de 39 mm ;
- Quant le béton se stabilise, on mesure la dénivelée soit les hauteurs H1 et H2. On exprime le rapport $H2 / H1$. Ce rapport doit être supérieur à 0.8. Lorsque le béton s'écoule mal à travers le ferrailage et qu'il se produit un amoncellement de granulats en aval de la grille, c'est le signe de blocage ou de ségrégation.

Résumé

Ce travail porte une étude expérimentale sur la composition et la caractérisation des bétons autoplaçants confectionnés à partir des déchets de construction avec des comparaisons qui ont été faite par apport au béton vibré. Des études sur l'ouvrabilité et la compacité du matériau ont été faites et ce à l'état frais et à l'état durci.

Cinq essais mécaniques différents ont été réalisés : Des essais de compression, de traction directe, de traction par fendage, de traction par flexion 3 points et de rupture en flexion sur 4 points. Tous les résultats d'essais sur les BAP ont montré une augmentation en termes de résistance par apport au BV, sauf pour l'essai de traction directe qui a donné des valeurs légèrement inférieure.

Les BAP améliorent notablement la charge de rupture et donne de meilleures performances mécaniques.

Mots clés: béton autoplaçant - valorisation des déchets- formulation- essais mécaniques - rupture - effort tranchant.

Abstract

This work carries an experimental study on the composition and the characterization of the self-compacting concretes made starting from waste of construction with comparisons which were made by contribution with the vibrated concrete. Studies on the workability and the compactness of material were made and this in a fresh state and a hardened state.

Five different mechanical tests were performed: compression, direct tensile, splitting tensile, 3 points binding and failure to the shear force. Confrontations of the test results compared to formulas for calculating the shear force were realized. All the test results showed an increase in terms of resistance for SCC contribution to the VC, except the direct tensile test which gave values slightly lower.

The SCC improves the failure load notably and gives better mechanical performances.

Keywords: self-compacting concrete - recovery of the waste - formulation - mechanical tests- failure - shear force.