

M00006/99B
République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Ecole Nationale Polytechnique



الدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

Département de Génie Civil

THESE

Présentée par

M^r LOGBI Abdelaziz

Ingénieur d'état en Génie Civil de l'E.N.P.

En vue d'obtenir le Grade de

MAGISTER EN GENIE CIVIL

Option: Matériaux

THEME

EFFET DE L'INCORPORATION DES
AJOUTS MINERAUX SUR LES PROPRIETES
PHYSICO-MECANQUES DU BETON

Soutenue le 1^{er} Juin 1999 devant le Jury composé de :

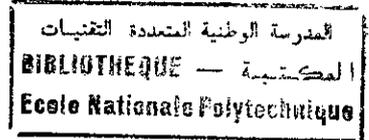
Président	: M ^r S. BELKACEMI	Maitre de conférence, ENP.
Rapporteurs	: M ^r A. BALI	Professeur, ENP.
	M ^r M.T. ABADLIA	Professeur, Université de Boumerdès.
Examineurs	: M ^r N. LARADI	Maitre de Conférence, USTHB.
	M ^r R. BOUTEMEUR	Chargé de cours, ENP.
	M ^{me} R. KETTAB	Chargé de cours, ENP.
Membre invité	: M ^r M. CHAID	Chargé de cours, Université de Boumerdès.

Ecole Nationale Polytechnique

10, Avenue Hassan Badi, EL-Harrach, Alger, Algérie

Tél : (02) 52.14.94 Fax : (02) 52.29.73 E-MAIL: ENP@IST.CERIST.DZ

Remerciements



Que Monsieur A. BALI, Professeur à l'E.N.P, et Monsieur M.T. ABADLIA, Professeur à l'IMC, Université de Boumerdès, Directeurs de thèse, acceptent mes meilleurs sentiments et mes sincères remerciements pour leurs contributions et leurs aides si précieuses quant à l'élaboration de ce travail.

Il m'est particulièrement agréable d'exprimer à Monsieur M. CHAID, Chargé de Cours à l'IMC, Université de Boumerdès, ma profonde gratitude pour ses conseils et ses aides permanents durant le déroulement de ce travail.

Mes vifs remerciements à Monsieur S. BELKACEMI, Maître de Conférence à l'ENP pour l'honneur qu'il m'a fait en acceptant de juger ce travail et de présider le jury d'examen.

Je tiens à remercier Monsieur N. LARADI, Maître de Conférence à l'U.S.T.H.B, Monsieur R. BOUTEMEUR et M^{me} R. KETTAB, Chargés de Cours à l'E.N.P, pour l'honneur qu'ils me font en acceptant d'examiner mon travail et de faire partie du jury de soutenance.

Ce travail a été réalisé au laboratoire de Génie Civil de l'ENP et au laboratoire de la Technologie des liants et bétons de l'IMC, Université de Boumerdès. Que Monsieur M.SAIDI Chef de Département de Technologie des liants de l'IMC, Messieurs RACHID, RABEH et AMOR laborantins, trouvent en ces quelques mots, ma profonde reconnaissance pour m'avoir facilité la réalisation de ce travail.

Mes vifs remerciements vont aussi à M^{me} M. MORCELI, Chef de Département de Génie Civil de l'E.N.P, et à monsieur B. REDJEL, Maître de Conférence à l'Université de Annaba.

Je tiens également à exprimer mes remerciements à Messieurs Y.BENNA et HAKIMI du CNERIB, Messieurs H. MEKHFI et A.K. DJADOUN de la cimenterie de Meftah, Monsieur BERKANI de la cimenterie de Rais-Hamidou, et à Monsieur le directeur de la carrière JOBERT.

Je remercie tout le personnel de la Bibliothèque, ce du Centre de calcul et du Parc auto de l'E.N.P, je remercie aussi ce de la Bibliothèque de l'IMC. de Boumerdès

Je ne puis mentionner tous ceux qui ont contribué directement ou indirectement à la réalisation de ce travail que ceux qui m'ont aidé d'un simple encouragement à un appui continu trouvent ici l'expression de ma reconnaissance très sincère.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail,

A mes très chers parents.

A la mémoire de ma bien aimée Grand-mère.

A mes frères et sœurs, en particulier Abdelouahab.

A la nouvelle génération, Feinab, Chérif, Hamza, et

Safa.

A toute ma grande famille.

A tous mes frères amis de Bouraoui, l'ENP

et Boumerdes, en particulier Mahmoud.

A vous...

يتمحور بحثنا حول دراسة تجريبية لتأثير بعض الإضافات المعدنية - الفعالة و الحياضية - على الخصائص الفيزيو-ميكانيكية للخرسانة . قمنا بطحن ثلاث إضافات : الحفاء المعدني، الفليس و الكلس إلى ثلاث درجات نعومة مختلفة (5000 ، 7000 ، 8500 سم²/غ)، ثم أضفناها إلى الإسمنت بنسب مختلفة (5، 12.5، 20 %) و ذلك لتحسين الخصائص الفيزيائية و الميكانيكية للخرسانة.

و كنتيجة للبحث وجدنا أن الخرسانة التي تحتوي على 5 % من الفليس أو الكلس، أو 12.5 % من الحفاء المعدني لها خصائص فيزيو-ميكانيكية أحسن من الخرسانة العادية.

كلمات مفتاحية : خرسانة ، إسمنت ، إضافات معدنية ، حفاء معدني ، فليس ، كلس ، بوزولان ، إجهاد الضغط ، إجهاد الشد.

Abstract

Our work consists of an experimental study of the effect of some mineral admixtures on the properties of concrete.

Slag of El-Hadjar, tuff and limestone are crushed in different fineness (5000, 7000, 8500 cm²/g) and incorporated in the cement with different contents (5 , 12.5 , 20 %) in order to perform the physico-mecanical characteristics of the concrete.

The concrete with 5% of limestone or tuff, or 12.5% of the slag seems to have better performances than the ordinary one. This is the main result of our study.

Keywords : concrete, cement, mineral admixture, granulated slag, limestone, tuff, pozzolan, compressive strength, flexural strength.

Résumé

Notre projet consiste en une étude expérimentale sur l'effet de l'incorporation des ajouts minéraux dans le béton.

Deux ajouts actifs :le laitier d'El-Hadjar et le tuf, et un ajout inerte :le calcaire, sont broyés en trois finesses, (5000, 7000, 8500 cm²/g) et incorporés dans le ciment avec différentes teneurs (5 %, 12.5 %, 20 %) afin d'améliorer les caractéristiques physico-mécaniques du béton.

Le béton renfermant 5% de tuf ou de calcaire, ou 12.5% de laitier présente des propriétés plus performantes que celles du béton témoin. Ce résultat est le plus significatif de l'étude.

Mots clés : béton, ciment, ajout minéral, laitier granulé, tuf, calcaire, pouzzolane, résistance à la compression, résistance à la traction .

SOMMAIRE

المدرسة الوطنية المتعددة التخصصات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

INTRODUCTION GENERALE.....	1
CHAPITRE I : SYNTHÈSE BIBLIOGRAPHIQUE.....	5
I.1 INTRODUCTION.....	5
I.2 HISTORIQUE SUR L'UTILISATION DES TROIS AJOUTS.....	6
I.2.1 Le laitier.....	6
I.2.2 Les pouzzolanes.....	7
I.2.3 Les fillers calcaires.....	8
I.3 COMPOSITION CHIMIQUE DES TROIS AJOUTS.....	9
I.3.1 Composition chimique du laitier.....	9
I.3.2 Composition chimique des pouzzolanes.....	11
I.4 HYDRATATION ET ACTIVATION DES TROIS AJOUTS.....	11
I.4.1 Introduction.....	11
I.4.2 Hydraulicité.....	11
I.4.3 Processus d'hydratation.....	12
I.4.3.1 Hydratation du clinker.....	13
I.4.3.2 La microstructure de la pâte du ciment.....	13
I.4.3.3 Présentation schématique du processus d'hydratation du ciment ordinaire.....	15
I.4.3.4 Hydratation et activation du laitier.....	16
I.4.3.5 Activation et hydratation des pouzzolanes.....	18
I.4.3.6 La capacité de fixation de chaux par les pouzzolanes.....	18
I.4.4 Cinétique d'hydratation des laitiers et des pouzzolanes.....	19
I.4.5 Conclusion.....	20
I.5 FORMULATION ET METHODES DE COMPOSITION.....	21
I.5.1 Théorie de la porosité minimale de CAQUOT.....	21
I.5.2 Méthodes de composition.....	22
I.5.3 L'effet de la porosité sur la résistance mécanique.....	22
I.5.4 L'effet du rapport E/C sur les caractéristiques du béton.....	23
I.5.5 Les adjuvants plastifiants et les réducteurs d'eau.....	26
I.6 PROPRIÉTÉS DES BETONS AUX AJOUTS.....	28
I.6.1 Propriétés du béton au laitier.....	28
I.6.2 Propriétés du béton à la pouzzolane.....	31
I.6.3 Propriétés du béton aux fines calcaires.....	33
I.7 CONCLUSION.....	36

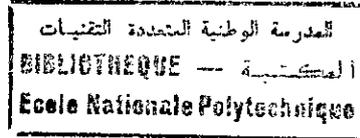
CHAPITRE II : CARACTERISATION DES MATERIAUX ET METHODES D'ESSAIS.....	37
II.1 INTRODUCTION.....	37
II.2 LES AJOUTS MINERAUX ACTIFS ET INERTES.....	38
II.2.1 le laitier d'El-Hadjar.....	38
II.2.2 Le tuf de Zemouri.....	39
II.2.3 Le calcaire de Meftah.....	40
II.3 LE CIMENT PORTLAND DE MEFTAH.....	41
II.3.1 Composition chimique et minéralogique du ciment de Meftah.....	41
II.4 GRANULATS.....	42
II.4.1 Le sable.....	42
II.4.2 Les graviers.....	42
II.4.3 Caractérisation et choix des granulats.....	43
II.5 METHODES D'ANALYSE ET D'ESSAIS.....	48
II.5.1 Type d'éprouvettes.....	48
II.5.2 Confection du béton.....	49
II.5.2.1 Formulation d'une composition optimale.....	49
II.5.2.2 Confection et malaxage.....	53
II.6 ESSAIS PHYSICO-MECANQUES.....	54
II.6.1 Essais sur ajouts et ciment.....	54
II.6.2 Essais sur béton frais.....	55
II.6.2.1 Mesure de la consistence.....	55
II.6.2.2 Masse volumique du béton frais.....	55
II.6.3 Essais sur béton durci.....	56
II.6.3.1 Détermination de la masse volumique du béton durci.....	56
II.6.3.2 Essais de résistance mécanique.....	56
II.6.3.3 Essai de retrait.....	57
II.6.3.4 Module d'élasticité et coefficient de Poisson.....	58
II.6.3.5 Essai ultrasonique.....	58
II.7 CONCLUSION.....	59
CHAPITRE III : RESULTATS ET INTERPRETATIONS.....	60
III.1 INTRODUCTION.....	60
III.2 OPTIMISATION DE LA COMPOSITION DU BETON ORDINAIRE.....	61
III.3 ESSAIS SUR BETON AVEC AJOUTS MINERAUX.....	63
III.3.1 Essais sur béton frais.....	63
III.3.1.1 Béton au laitier.....	63
III.3.1.2 Béton au tuf.....	64

	المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات BIBLIOTHÈQUE — المكتبة Ecole Nationale Polytechnique	
III.3.1.3 Béton au calcaire.....		64
III.3.1.4 Discussion et interprétation.....		65
III.3.2 Essais sur béton durci.....		65
III.3.2.1 La masse volumique du béton durci.....		66
III.3.2.2 La résistance à la compression.....		67
A) Béton au laitier.....		67
B) Béton au tuf.....		69
C) Béton au calcaire.....		70
D) Discussion et interprétation.....		72
III.3.2.3 Résistance à la traction		73
A) Béton au laitier.....		73
B) Béton au tuf.....		75
C) Béton au calcaire.....		76
D) Discussion et interprétation.....		78
III.3.2.4 Module d'élasticité.....		78
A) Béton au laitier.....		79
B) Béton au tuf.....		80
C) Béton au calcaire.....		82
D) Discussion et interprétation.....		83
III.4 ESSAIS SUR BETONS AUX AJOUTS AVEC PLASTIFIANT.....		85
III.4.1 Optimisation du dosage de l'adjuvant plastifiant.....		85
III.4.1.1 Présentation de l'adjuvant.....		85
III.4.1.2 Optimisation du dosage.....		85
III.4.2 Essais sur béton frais.....		86
III.4.2.1 L'ouvrabilité et la masse volumique du béton frais.....		86
III.4.2.2 Discussion et interprétation.....		87
III.4.3 Essais sur béton durci.....		88
III.4.3.1 Masse volumique du béton durci.....		88
III.4.3.2 Résistance à la compression.....		89
III.4.3.3 Résistance à la traction.....		91
III.4.3.4 Module de YOUNG.....		92
A) Module d'élasticité statique.....		92
B) Module d'élasticité dynamique.....		95
- Vitesse longitudinale du son.....		95
- Module d'élasticité dynamique.....		97
III.4.3.5 Le retrait.....		99
CONCLUSION GENERALE.....		101
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES		105
ANNEXES.....		109

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

Introduction

Générale



INTRODUCTION GENERALE

Le *matériau* béton, demeure depuis son existence au début de XIX^{ème} siècle, l'élément clé dans la construction ,et présente toujours une partie intégrante dans la construction de l'ossature de l'ouvrage .

Son emploi large et intensif en Génie Civil, soulève le problème de sa qualité et de sa durabilité.

Les chercheurs se demandent aujourd'hui s'il y'a quelque chose de neuf à dire sur ce matériau utilisé depuis des décennies pour construire des ouvrages de Génie Civil qui ont fait la preuve de leur résistance et de leur durabilité ? . Plus généralement, " y'a -t-il quelque chose à découvrir susceptible de révolutionner ou simplement de faire progresser le Génie Civil qui est une activité vieille comme l'humanité" ?[1].

Et parce que nous voulons toujours comprendre, pour faire mieux, plus économique et plus durable, que la réponse à ces deux dernières questions est positive.

Actuellement, on arrive, après une sélection de matériaux à fabriquer de bons bétons maniables, et très résistants à coût raisonnable.

Cependant, et grâce à l'utilisation des superplastifiants, il est maintenant possible de fabriquer des bétons à très haute performance (B.T.H.P), qui sont entrain de révolutionner les techniques de construction de très hauts édifices.

Nous nous limiterons à titre d'exemple à citer l'évolution de ce matériau dans la zone de CHICAGO des USA :

La technologie des bétons à très haute résistance a été développée dans cette région depuis les années 1960.

Aux cours des années 50, le béton le plus résistant utilisé dans cette région est un béton de **35 MPa**.

En 1962, un béton de **40 MPa** est mis en place lors de la construction de l'édifice *1000 Lake Shore Plaza*.

En 1965, c'est un béton de **50 MPa** qui est coulé lors de la construction de l'édifice *Lake Point*.

En 1972, la résistance à la compression maximale du béton atteint **60 MPa** lors de la construction de *Mid-Continental Plaza Building*.

En 1976, un béton de **75 MPa** est utilisé pour construire deux colonnes instrumentées dans *le River Plaza Project*.

En 1986, un béton de **100 MPa** été utilisé dans des projets spéciaux à CHICAGO.

En 1988-89, on a utilisé un béton de **120 MPa** au cours de la réalisation du *Tow-Union Square Building* aux USA.

Comme on peut le voir, la progression de la résistance à la compression des bétons à haute résistance s'est faite très lentement et très prudemment, [1, 2].

A l'heure actuelle, les chercheurs confirment qu'il semble difficile de dépasser **150 MPa**, avec les granulats naturels ou concassés qui sont couramment utilisés dans la fabrication des bétons ordinaires, à cause de la résistance limitée de ces derniers. Mais selon P.C.AITCIN, il sera possible de fabriquer des bétons de chantier de **150 MPa**, à condition de pouvoir disposer d'un ciment spécialement conçu à cet effet, de fumées de silice, de granulats particulièrement performants et d'un superplastifiant amélioré qui n'entraîne pas d'air piégé lorsqu'on l'utilise à un très fort dosage, [2].

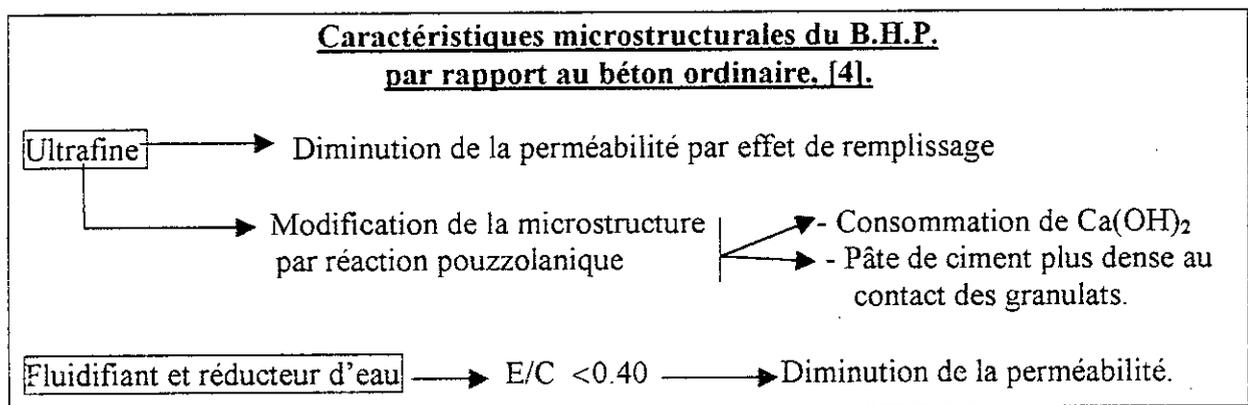
Et ce n'est finalement, qu'avec quelques ciments portlands très peu réactifs additionnés de fumée de silice et quelques fluidifiants particulièrement efficaces couplés à des granulats particulièrement performants qu'il est possible de réduire le rapport (E/C) entre 0.20 et 0.25 de bétons à hautes performances ayant un affaissement de 200 mm lors de leur livraison en chantier. La résistance moyenne en compression de tels bétons peut atteindre **150 MPa**, [3].

L'utilisation des ultrafines dans la fabrication des BHP est devenue une alternative indispensable pour l'amélioration de la microstructure, et de la résistance mécanique, ainsi que la durabilité de ces bétons.

Ces particules ultrafines, généralement des fumées de silice condensées sont des sphères de petites dimensions (granularité entre 0.02 et $1\mu\text{m}$, diamètre moyen d'environ $0.4\mu\text{m}$.) comparées à celles des grains de ciment (granularité entre 1 et $80\mu\text{m}$, diamètre moyen d'environ $15\mu\text{m}$).

Le remplacement d'une partie de ciment par la fumée de silice permet d'augmenter la compacité, et particulièrement dans la zone de transition entre la pâte durcie et les granulats parce qu'elle comble les vides d'empilements laissés entre les composantes granulométriques plus grossières du mélange.

L'incorporation des fumées de silice permet d'une part, de réduire fortement la porosité initiale de la pâte de ciment du béton ; qui est un effet de remplissage, et d'une autre part elles ont un effet pouzzolanique qui est dû à leur réaction avec $\text{Ca}(\text{OH})_2$, [4].



Les ultrafines, et particulièrement les fumées de silice, représentent un constituant majeur et indispensable dans les bétons à haute performance, et par conséquent ces matières fines, sont très coûteuses dans le marché de génie civil.

La contrainte économique ajoutée à la non-disponibilité de cette matière, nous ont poussé à rechercher d'autres matières qui peuvent remplacer, les fumées de silice.

Les ajouts minéraux actifs représentent une bonne alternative pour jouer ce rôle. Cette tendance a été confirmée par plusieurs auteurs dans d'autres pays; P.C AITCIN a conclu que l'utilisation des ajouts minéraux dans la fabrication des bétons à haute résistance est une alternative préférable, car l'introduction d'une certaine quantité d'ajout minéral (laitier, cendre volante, ...) - qui est toujours moins réactif à très courts terme- facilite le maintien des propriétés rhéologiques du béton frais, et la perte des résistances que l'on observe à courts terme, est largement compensée par les gains de maniabilité que l'on note à très courts terme. Finalement il confirme qu'on peut fabriquer des bétons à très haute résistance avec des laitiers de bonne qualité, [2].

En poussant au maximum le broyage (7500-10 000 cm²/g), ces ajouts peuvent être des extra-ultrafines, et jouer un rôle très proche de celui des fumées de silice non disponibles dans notre pays.

En Algérie, la technologie des B.H.P demeure encore à l'état embryonnaire et l'utilisation de ce matériau n'a pas encore dépassé le 1%, [5]. Cependant les horizons et les perspectives de l'évolution de ce matériau sont encourageantes.

L'étude que nous entreprenons, s'inscrit dans le cadre d'un projet de recherche initié par le laboratoire des Matériaux minéraux, de l'I.M.C, Université de BOUMERDES en collaboration avec le laboratoire de Génie Civil de l'E.N.P. Elle consiste en l'étude de l'influence de certains ajouts minéraux actifs et inertes finement broyés et incorporés dans le ciment – à différents pourcentages et finesses - sur les caractéristiques physiques et mécaniques du béton en visant comme objectif la possibilité de fabrication d'un béton à haute résistance par l'utilisation des ultrafines à base de laitier, de tuf, et calcaire.

Le programme d'essais a été réalisé au laboratoire de Génie Civil de l'ENP et au laboratoire de la technologie des liants et bétons de l'IMC, Université de BOUMERDES. Le laitier utilisé est celui d'El-Hadjar de ANNABA, le ciment, le tuf et le calcaire nous ont été fournis par la cimenterie de MEFTAHA, alors que les granulats concassés proviennent de la carrière JOBERT d'ALGER.

La présente étude consiste dans un premier chapitre, en une recherche bibliographique, à présenter les résultats des travaux antérieurs effectués par différents chercheurs, notamment sur la composition chimique des trois ajouts, et l'influence de ces derniers sur les caractéristiques physiques et mécaniques des bétons.

Un deuxième chapitre est consacré à la caractérisation des matériaux et les méthodes d'essais et d'expérimentation, où nous donnons des aperçus sur les méthodes et les modes opératoires des différents essais effectués sur les ajouts, le ciment, les granulats et les bétons frais et durcis, ainsi que la méthode d'optimisation de la composition du béton.

Dans un troisième chapitre sont présentés les résultats expérimentaux relatifs au béton frais et durci avec ajout, ainsi qu'au béton avec ajout adjuvanté, suivis des commentaires, des interprétations et des conclusions.

Chapitre Premier
Synthèse Bibliographique

CHAPITRE I

SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

I.1 INTRODUCTION

Il y a déjà longtemps qu'a été remarquée et étudiée l'action sur les bétons de certains produits employés en faibles quantités.

Vers 1880, l'incorporation du gypse ou du chlorure de calcium a permis de régulariser la prise du ciment.

Vers 1888, M^r CANDLOT a mis en évidence un adjuvant « CaCl₂ » capable d'accélérer ou de retarder la prise selon la concentration du dosage dans le béton.

L'apparition du béton à haute résistance a été conjointe à l'apparition d'autres ajouts, qui sont " les ajouts minéraux ". Les premiers bétons à très haute résistance qui ont été fabriqués dans la région de Chicago contenaient une certaine quantité de cendres volantes et de laitier. Des fumées de silice ont été incorporées dans d'autres bétons à très haute résistance, [2]. Cependant, on a pu facilement fabriquer des bétons à très haute résistance avec les cendres volantes ou des laitiers de bonne qualité [6].

Les pouzzolanes et les calcaires finement broyés, ont été, parmi les premiers produits plastifiants utilisés dans la production du béton. Ils sont utilisés pour palier le manque de fines dans les sables et le faible dosage en ciment, afin d'obtenir un béton plastique, maniable et ouvrable, [6, 7].

1.2 HISTORIQUE SUR L'UTILISATION DES TROIS AJOUTS

L'utilisation des laitiers, des cendres (pouzzolaniques) des centrales thermiques, et des fillers calcaires dans l'industrie de ciment, est un moyen plus efficace pour atteindre aux objectifs suivants:

- 1- abaissement de la consommation en énergie lors de la fabrication.
- 2- amélioration des caractéristiques chimiques, physiques, et mécaniques du ciment.
- 3- utilisation des co-produits industriels tels que le laitier, les cendres, les fillers de calcaire dans les carrières qui posent un grand problème écologique ;

La valorisation de ces co-produits dans l'industrie cimentière contribue donc, à l'équilibre écologique, et depuis des dizaines d'années, une tendance permanente a été observée, à l'accroissement de la mise en œuvre de ces matériaux dans l'industrie du ciment, à nos jours cette tendance est devenue une réalité. [8, 9, 10]

Avec l'apparition des bétons de haute résistance et de haute performance, ces ajouts (laitiers, pouzzolane, cendres volantes, ...) sont utilisés comme des ajouts actifs pour améliorer les caractéristiques chimiques, physiques et mécanique du béton frais et durci, [1,11].

Les fillers calcaires ont également, leur importance dans l'industrie du ciment, et la fabrication des bétons de qualité. En effet, ces particules ultra fines, et qui sont plus fines que les grains de ciment ; peuvent être utilisées pour obstruer les pores capillaires : il s'agit du rôle du "filler". Toute fois, ces "fillers" inertes à courts termes deviennent actifs à long terme, [12,13].

1.2.1 Le laitier

1.2.1.1 Définition

Le laitier de hauts fourneaux est un co-produit de la production de la fonte dans les hauts fourneaux obtenu à partir du minerai et du coke métallurgique. Il sort du trou de coulée à une température de l'ordre de 1500 °C, figé par refroidissement brusque, il donne un produit granulé, [6, 7].

1.2.1.2 Historique sur la valorisation du laitier

Dès le 18^{ème} - siècle – sans remonter aux "Scories Romaines" on nous dit que BELIDOR et S.VAB recommandaient le laitier broyé comme masse d'addition au mortier de chaux, qu'au 19^{ème} siècle, VICAT avait entrevu les propriétés hydrauliques du produits ; et qu'en 1862, l'Allemand HANGEN put confirmer par des essais ces propriétés, [14].

Au début du 20^{ème} siècle, une première utilisation du ciment au laitier a été entreprise en Allemagne ; puis en France. Mais ce n'est qu'après la première guerre mondiale, suite à un usage massif en travaux maritimes, que le ciment au laitier a été utilisé en grande quantité, [14].

L'utilisation du laitier granulé dans le béton a été commencée à la fin de 1950 dans plusieurs pays (Australie, Japon, Canada...), tandis que son utilisation dans les constructions routières n'a commencé qu'en 1960 en France, [8, 15].

Une importante production de laitier est enregistrée annuellement, et son stockage sous forme de collines artificielles pose de sérieux problèmes écologiques. Le Génie Civil représente un champ très important de valorisation de ce sous produit.

Actuellement l'utilisation des ciments au laitier est estimée à 20 % de la production totale en Europe, [16], en Algérie cette utilisation reste toujours timide et ce malgré une production conséquente.

1.2.2 Les pouzzolanes

1.2.2.1 Définition

Les pouzzolanes peuvent être définies comme des matériaux ayant une aptitude à réagir avec la chaux en présence d'eau, et à former des composés possédant des propriétés liantes, [10, 11, 17]. On peut les classer selon leurs origines en deux classes :

- a) *Les pouzzolanes naturelles* : Ce sont des produits d'origine volcanique ou sédimentaire essentiellement composés de silice, d'alumine et d'oxyde de fer et ayant naturellement des propriétés pouzzolaniques tels que : la cendre volcanique, tuf, diatomite, gaize....
- b) *Les pouzzolanes artificielles* : ce sont des matières essentiellement composées de silice, d'alumine et d'oxyde de fer, ayant subi un traitement thermique pour lui assurer des propriétés pouzzolaniques, telles que ; les cendres volantes et la fumée de silice, [17, 21].

1.2.2.2 Historique sur l'utilisation des pouzzolanes

Les cendres de *pouzzoles*, sur les flancs du Versuve, ont été les premiers à être utilisées par les Romains. VITRUVÉ, architecte romain, qui vivait environ un siècle avant Jésus Christ, écrit sur la pouzzolane comme étant une matière sableuse fine qui, mélangée avec de la chaux et des pierres, durcit aussi bien sous l'eau que dans les constructions aériennes.

En 1756 l'Anglais SMEATON a remarqué qu'à partir d'un mélange de chaux, un peu de plâtre, et de la pouzzolane on a obtenu un produit, qui, gâché et mis en boule durcissait malgré l'immersion dans l'eau.

Au début de 19^{ème} siècle, et avec le progrès rapide des liants hydrauliques modernes, notamment le ciment portland artificiel, les pouzzolanes ont été toujours un élément présent comme ajout principal dans cette évolution. D'où la naissance des ciments pouzzolaniques. L'utilisation des cendres volantes des centrales thermiques a été effective au début de 20^{ème} siècle.

Les Français ont produit un ciment pouzzolanique combiné avec le laitier de haut fourneau ; ce sont les ciments pouzzolano-métallurgiques qui ont des caractéristiques constructives excellentes, tels que le durcissement rapide, et la haute résistance mécanique, ainsi que le faible coût économique, [6].

I.2.3 Les fillers calcaires

G.DREUX a défini les fillers comme étant des produits obtenus par broyage fin ou par pulvérisation de certaines roches (calcaire, basalte, laitiers...) naturelles ou non, agissant principalement, grâce à une granularité appropriée, par leurs propriétés physiques sur certaines qualités du ciment (accroissement de maniabilité, diminution de perméabilité et de capillarité, réduction de la fissurabilité...). Les fillers sont inertes s'ils n'ont aucune action chimique sur les ciments en présence d'eau, [7].

Les fillers calcaires sont des ajouts cimentaires non hydrauliques(inertes), mais qui peuvent se révéler d'une grande efficacité dans l'utilisation pour les bétons de masse. Par effet filler, ils peuvent en effet améliorer la compacité du squelette granulaire dans les bétons, et par leur relative inertie chimique ils peuvent contribuer à diminuer sensiblement la température dans les bétons de masse.

Les normes s'accordent pour définir comme " fines " les éléments passant à un tamis de mailles à 80µm. On adopte aussi le terme " filler " pour désigner les éléments bruts de concassage inférieurs à 80µm. Il s'agit donc de produits fins obtenus par fragmentation pouvant d'ailleurs contenir des éléments de pollution, [18, 19, 20].

La norme AFNOR (NF P 15-301) permet de substituer jusqu'à 35 % de filler calcaire au ciment portland.

PINSONNEAULT et AITCIN (1983) estiment qu'en plus de son rôle principal, qui est de densifier la matrice de mortier, le filler calcaire aurait une certaine réactivité chimique qui

contribuerait à augmenter les résistances en compression par la formation de carboaluminates.

RAMACHANDRAN et CHUN-Mei (1986) ont observé que l'ajout de (CaCO_3) au (C_3S) accélère l'hydratation du ciment. Jiang *et al* (1993) estiment aussi que les fillers fins comme le calcaire, accélèrent les premières réactions d'hydratation. Ces dernières études confirment l'effet non négligeable des fillers calcaires sur l'hydratation du ciment au jeune âge, [13, 18, 19].

I.3 COMPOSITION CHIMIQUES DES TROIS AJOUTS

Les laitiers et les pouzzolanes ont une particularité commune. Ils renferment - à des teneurs différentes - les trois constituants fondamentaux du clinker à savoir la chaux (CaO), la silice (SiO_2) et l'alumine (Al_2O_3), [10, 21]. Il en résulte la possibilité de caractériser leur composition en fonction de ces trois oxydes par un point ou par une zone limitée dans la représentation triangulaire de RANKIN (figure I.1), [6, 21].

Le calcaire se compose principalement de carbonates de calcium (CaCO_3), dans des proportions suivantes de 56.03 % de (CaO) et de 43.97 % de (CO_2).

Le carbonate de calcium engendre les minéraux de calcite, d'aragonite et de vaterite. La calcite est la forme cristalline la plus stable et la plus courante de (CaCO_3) par rapport aux deux autres qui sont moins abondantes, [6, 10].

I.3.1 Composition chimique du laitier

La représentation simplifiée de la composition chimique du laitier est donnée par le diagramme de RANKIN, (figure I.1). Selon les proportions des trois composants principaux (SiO_2 , CaO , Al_2O_3) on distingue deux classes de laitiers :

- **Le laitier acide :**

C'est un laitier qui contient en majeure partie de la silice (SiO_2) fondue; il y a très peu d'alumine (Al_2O_3) et il n'y a souvent que de 25 à 30 % de chaux (CaO).

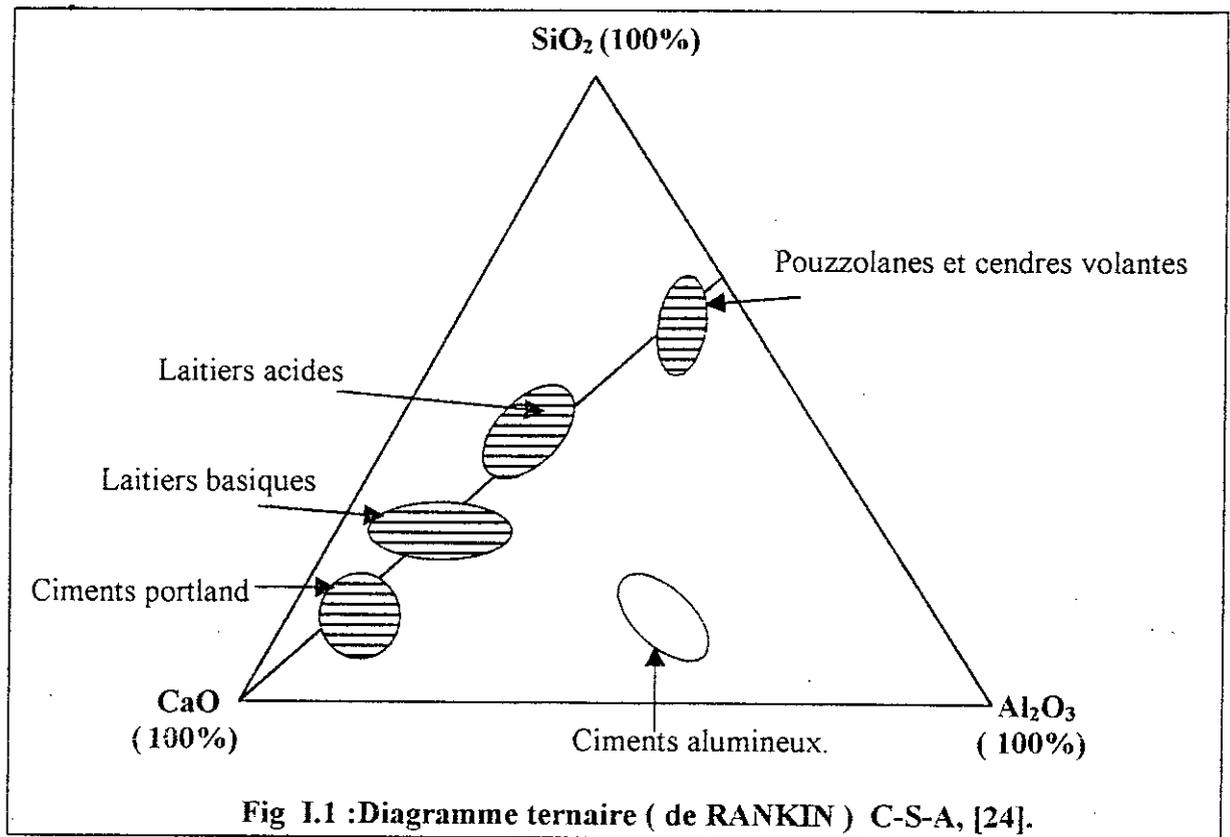
Le rapport pondéral $\frac{\text{CaO}}{\text{SiO}_2}$ ne dépasse pas la valeur 1.10, [6].

- **Le laitier basique :**

Lorsque le rapport $\frac{\text{CaO}}{\text{SiO}_2}$ est supérieur à 1.30, les laitiers sont dit basique.

A l'inverse des laitiers acides, ces laitiers sont très hydrauliques pour certaines teneurs en chaux, alumine et silice.

Pour la cimenterie il convient que les laitiers ne soient pas trop basiques, et dans ce but on n'utilise pas les laitiers où le rapport $\frac{CaO}{SiO_2}$ est supérieur à 1.50, [6].



1.3.2.1 La qualité d'un laitier

Dans les normes Anglaises BS 6699, 1986, on définit le module chimique d'un laitier en utilisant le rapport suivant:

$$\frac{(CaO) + (MgO) + (Al_2O_3)}{(SiO_2)} \quad (I.1)$$

Où les valeurs sont exprimées en pourcentages.

Ce module ne doit pas être inférieur à 1, pour que le laitier soit utilisable en cimenterie. Ainsi que le rapport $\frac{CaO}{SiO_2}$ ne doit pas dépasser la valeur 1.4, [11].

KEIL a défini un autre rapport (F), qui est très utilisé dans l'industrie cimentière :

$$F = \frac{(CaO) + (CaS) + \frac{1}{2}(MgO) + (Al_2O_3)}{(SiO_2) + (MnO)} \quad (1.2)$$

Selon *KEIL*, le laitier est bon si : $1.5 < F < 1.9$; et il est très bon si $F > 1.9$, [22, 23].

I.3.2 Composition chimique des pouzzolanes

Les pouzzolanes comportent les mêmes éléments de base que le laitier et de clinker, mais en proportions nettement différentes. Elles contiennent moins de 10 % de chaux (CaO), de 45 à 70 % de silice (SiO₂), 12 à 15 % d'alumine (Al₂O₃), et jusqu'à 10 % de magnésie et d'oxyde de fer, et elles comportent également des oxydes alcalins.

La présence de verre est un facteur favorable sur le plan de la réactivité des pouzzolanes. Les pouzzolanes les plus vitreuses ou bien les plus acides sont celles qui contiennent beaucoup de silice et peu de chaux.

Selon *DRON*, la différence (SiO₂ – CaO) doit être supérieure à 34 % pour que la teneur en verre soit appréciable, [10, 11, 21].

I.4 HYDRATATION ET ACTIVATION DES TROIS AJOUTS

I.4.1 Introduction

Le laitier granulé de haut fourneau et la pouzzolane, constituent des ajouts hydrauliquement actifs, grâce à l'hydroxyde de calcium (Ca(OH)₂) produit par l'hydratation du clinker. Ils réagissent avec l'eau pour donner des composés hydratés semblables à ceux du clinker ; et donc doués de propriétés liantes, [7, 21].

I.4.2 Hydraulicité

Avant de passer aux équilibres chimiques d'hydratation, nous rappelons que les laitiers et les pouzzolanes ont une unité chimique, car ils possèdent tous les deux une particularité commune ; c'est qu'ils contiennent, à des teneurs différentes, les trois constituants fondamentaux du clinker, à savoir la chaux, la silice et l'alumine, il en résulte qu'on peut caractériser leur composition en ces trois oxydes, par un point en représentation triangulaire du système ternaire (CaO – SiO₂ – Al₂O₃), figure 1.1, [21].

- Chaque sommet représente un constituant pur ;
- les combinaisons binaires sont représentées sur les côtés (exemple C₃A , AS₂) ;
- les combinaisons ternaires sont représentées par des points intérieurs (exemple C₂AS).

On délimite ainsi la zone des clinkers, la zone des laitiers basiques, la zone des laitiers acides, la zone des pouzzolanes. Il est possible de localiser aussi les fillers siliceux et les fillers calcaires. Chacune de ces zones peut être décrite comme suit :

- *La zone des clinkers du ciment portland* : Cette zone est caractérisée par la prédominance de la chaux par rapport à la silice, Puis à l'alumine. Le clinker apparaît schématiquement comme le résultat de la neutralisation de deux acides (silice et alumine) par le maximum possible de chaux. C'est cette saturation élevée en chaux qui est responsable de la réactivité lors de l'hydratation.

Pour fixer les idées et permettre des comparaisons nous allons caractériser cette saturation par un nombre plus simple et de considérer le rapport moléculaire :

$$\frac{CaO}{SiO_2 + Al_2O_3} \quad (I.3)$$

On définit ainsi un indice de basicité que les cimentiers dénomment plus volontiers module hydraulique. Ainsi le tricalcique $SiO_2 \cdot 3CaO$ possède un module hydraulique de 3.

La valeur moyenne du module hydraulique dans la zone des clinkers est de l'ordre de 2,5.

- *La zone des laitiers basiques de haut fourneau* ; ces composés de module hydraulique moyen de l'ordre de 1,2 ne donnent lieu à des réactions d'hydratation qu'après une trempe efficace qui les maintient à l'état vitreux (c'est l'opération industrielle dénommée granulation).

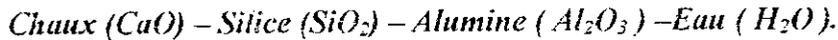
- *La zone des laitiers acides* (MH moyen =0,85), précède la zone des pouzzolanes (MH moyen de l'ordre de 0,1) caractérisée par une teneur importante en silice, une teneur notable en alumine, [24].

I.4.3 Procédus d'hydratation

Selon la théorie de LE-CHATELIER, l'hydratation des liants hydrauliques se fait par l'intermédiaire d'un processus de dissolution des éléments du produit anhydre dans l'eau interstitielle, suivi d'une cristallisation (ou d'une précipitation) des hydrates par combinaison des ions présents dans la solution ainsi formée, [7, 21].

Il se produit alors une cristallisation qui aboutit à un nouveau système de constituants hydratés stables, [7]. Ces constituants ainsi produits, et selon des études effectuées par VOINOVITCH (1970), SCHVIETE (1969), DRON (1973) *et al*, [21], ne dépendent que de la nature et de la concentration des ions présents dans la solution et non de leur origine, ce qui

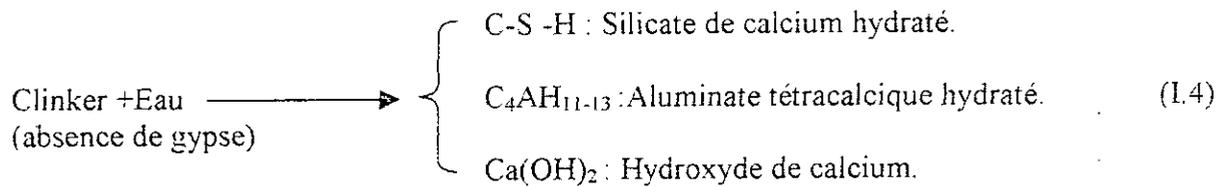
nous permet d'apprécier les processus d'hydratation du laitier, de la pouzzolane et même du clinker, par l'étude des équilibres chimiques qui régissent le système quaternaire :



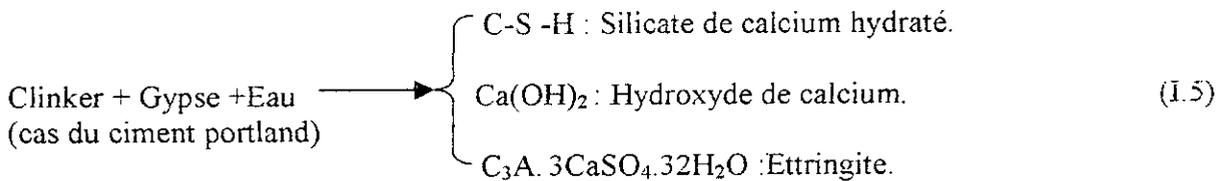
1.4.3.1 Hydratation du clinker

Le constituant le plus important en teneur (70 % du pourcentage du clinker) est le silicate tricalcique (C₃S), considéré comme l'élément responsable de l'hydratation et du développement de la résistance, [8, 25].

Dans l'hydratation et le durcissement du CPA (clinker), les deux silicates (C₃S)et (C₂S) donnent les mêmes hydrates C-S-H (le silicate de calcium hydraté). Seulement les(C₃S) s'hydratent les premiers en donnant C-S-H et un excès de chaux sous forme de Ca(OH)₂. L'hydratation du clinker peut nous donner aussi, des aluminates tétracalciques hydratés (C₄AH₁₃). Les équations simplificatrices qui régissent cette hydratation sont les suivantes, [8, 11, 25] :



Si le gypse est présent on aura :



1.4.3.2 La microstructure de la pâte du ciment

La pâte de ciment, qui est un mélange de ciment et d'eau initialement fluide, se structure au cours de l'hydratation pour former une pierre artificielle. La pâte de ciment durci est un corps poreux qui contient deux catégories de pores :

- *les capillaires* ; qui sont les « vestiges » des espaces inter-granulaires de la pâte de ciment fraîche ; la dimension de ces capillaires augmente avec le rapport (E/C), tableau I.1 :

Tableau I.1 :Variation de la dimension des capillaires en fonction de (E/C)

Rapport E/C	0.35	0.60	0.80
Dimension typique des capillaires en(microns)	0.05	0.2	0.4

- *Les micropores* qui constituent la porosité interne des hydrates. La microporosité qui est peu affectée par le rapport (E/C), provient surtout de l'hydrate principal des ciments, le C-S-H, dont la particule élémentaire est lamellaire.

La prise et l'hydratation des ciments s'accompagnent d'un remplissage progressif de capillaires par les amas d'hydrates. La porosité capillaire diminue et la microporosité augmente. Les résistances mécaniques des ciments dépendent principalement de la porosité capillaire, [11, 26].

L'hydratation entraîne une diminution du volume absolu total. Le volume de l'hydrate formé est inférieur à la somme des volumes initiaux de l'anhydre et de l'eau, c'est le phénomène de la contraction de LE CHATELIER.

POWERS(1946) et CZERNIN estiment que cette contraction est approximativement égale à 25 % du volume d'eau liée chimiquement. La masse d'eau liée chimiquement est elle même de l'ordre de 20 % de la masse de ciment anhydre initial.

POWERS (1946) et GRANJU (1978) ont confirmé dans leurs études que le volume des amas d'hydrates (porosité comprise) est 2.2 fois plus grand que celui de l'anhydre, [26, 27].

Ainsi, bien que pour hydrater totalement l'anhydre, il suffise de 20 % d'eau en masse ; l'hydratation totale exige un rapport (E/C) supérieur à 0.35, l'hydrate immobilisant 15 % d'eau libre dans ses pores. Au-dessous de (E/C) =0.35 l'hydratation est incomplète et l'éprouvette contiendra du ciment anhydre. Au-delà de 0.35, l'eau en excès reste dans les capillaires ; figure I.2.

Le volume des produits hydratés résultants dans l'hydratation du ciment peut atteindre le double du volume initial, et par conséquent le vide entre les grains du ciment se décroît avec l'évolution du taux d'hydratation (figure I.4), [11].

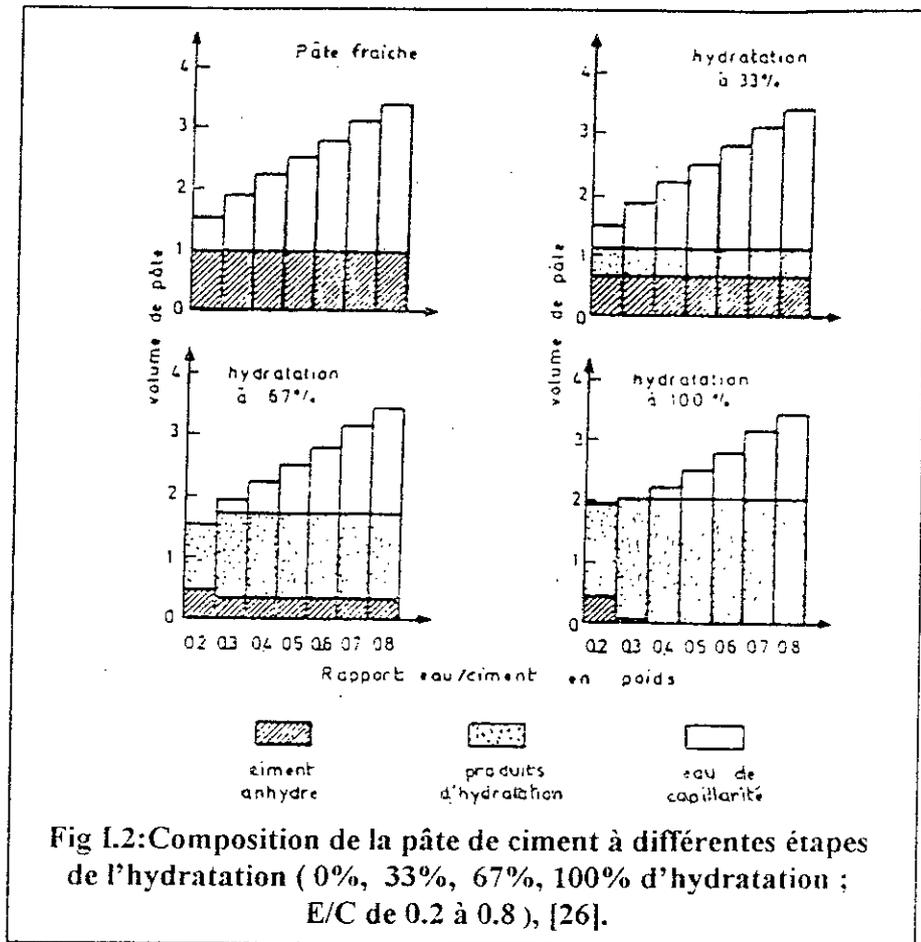


Fig I.2:Composition de la pâte de ciment à différentes étapes de l'hydratation (0%, 33%, 67%, 100% d'hydratation ; E/C de 0.2 à 0.8), [26].

1.4.3.3 Présentation schématique du processus d'hydratation du ciment portland

La figure I.3, éclaire d'une façon simple la formation progressive de la pâte du ciment hydraté :

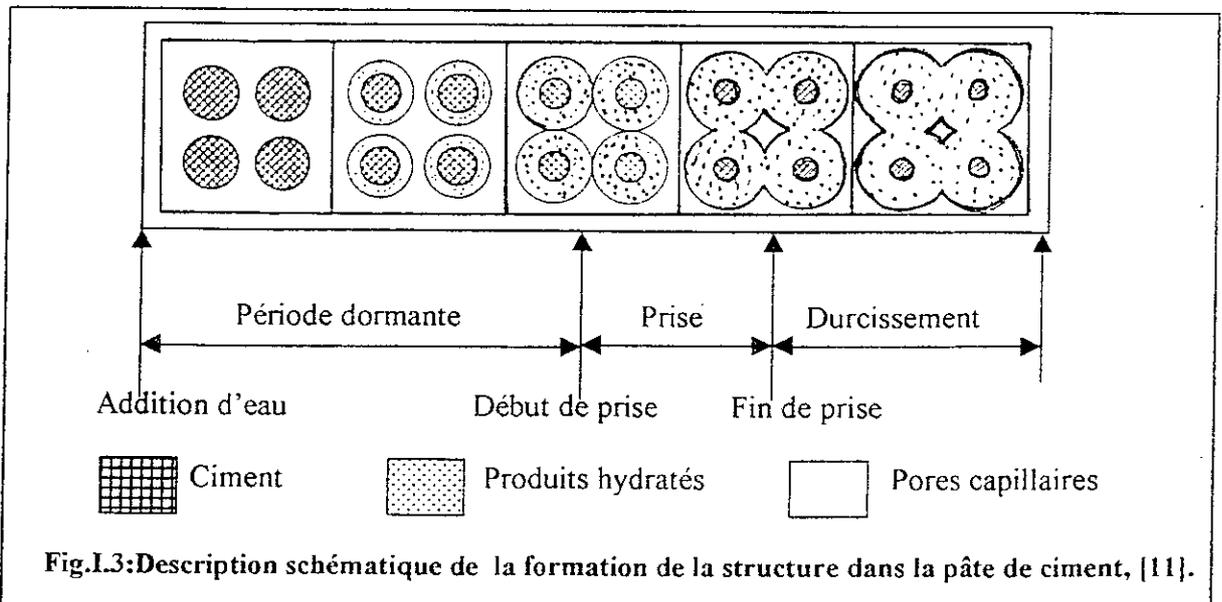
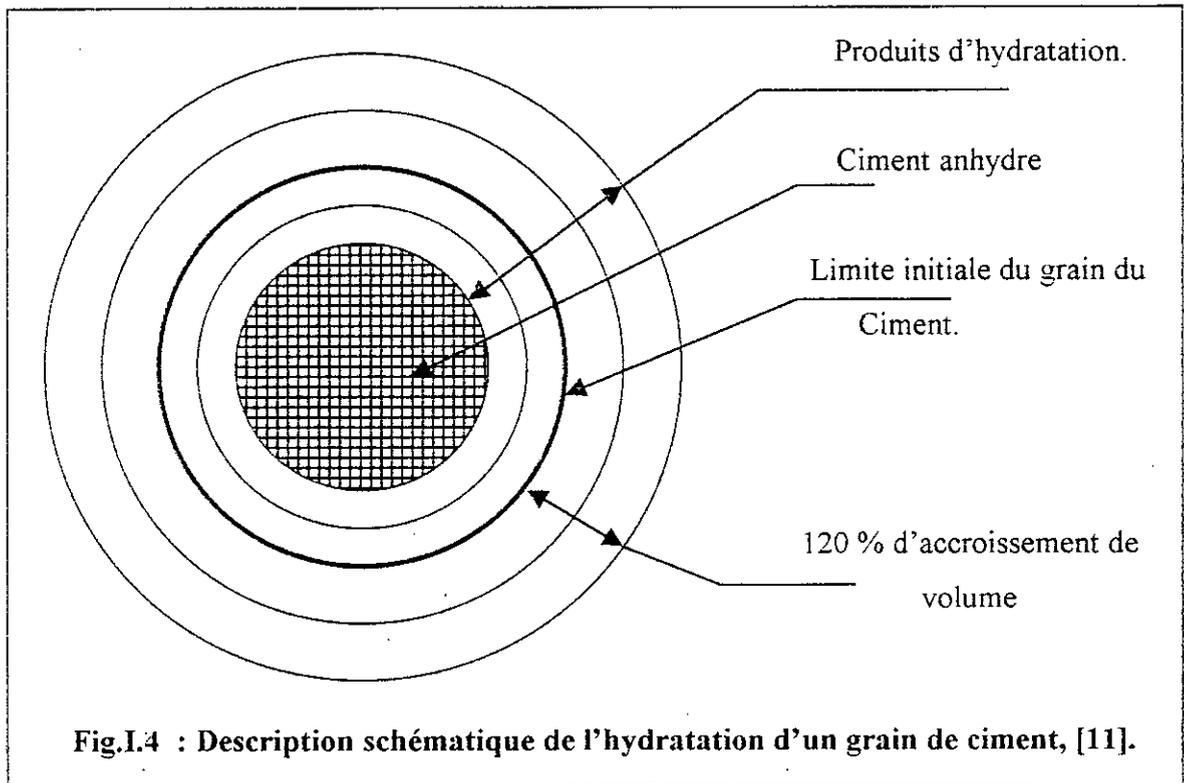


Fig.I.3:Description schématique de la formation de la structure dans la pâte de ciment, [11].



1.4.3.4 Hydratation et activation du laitier

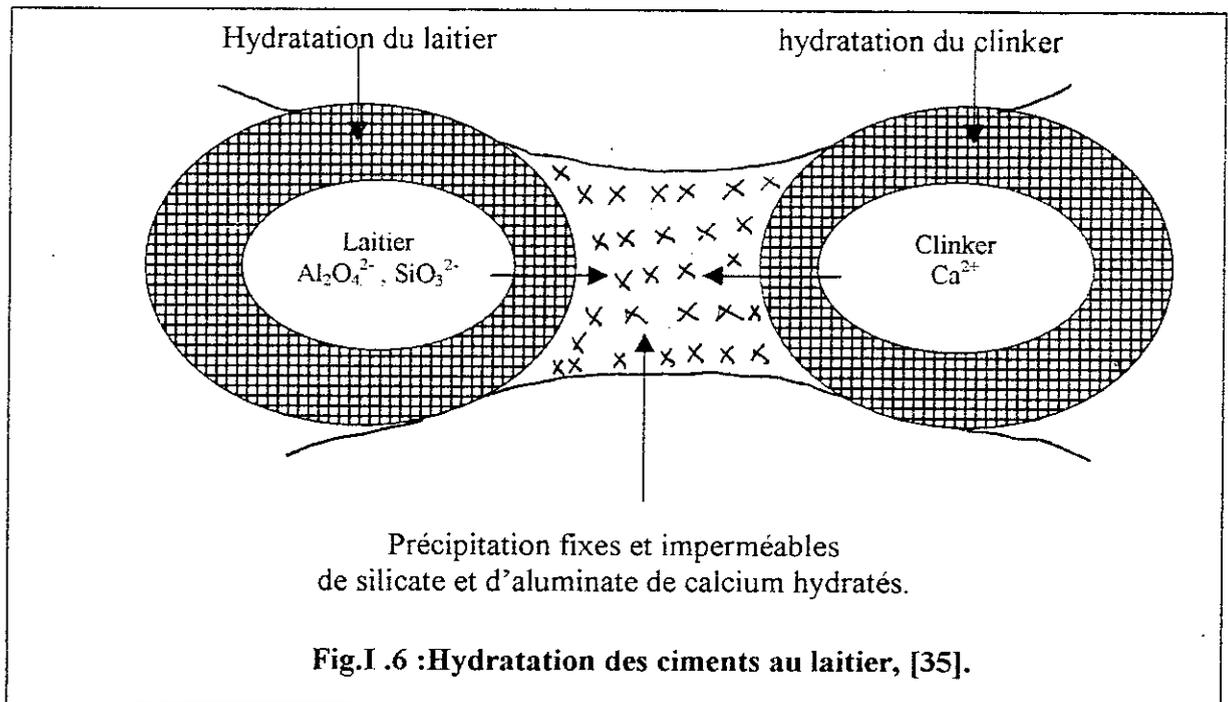
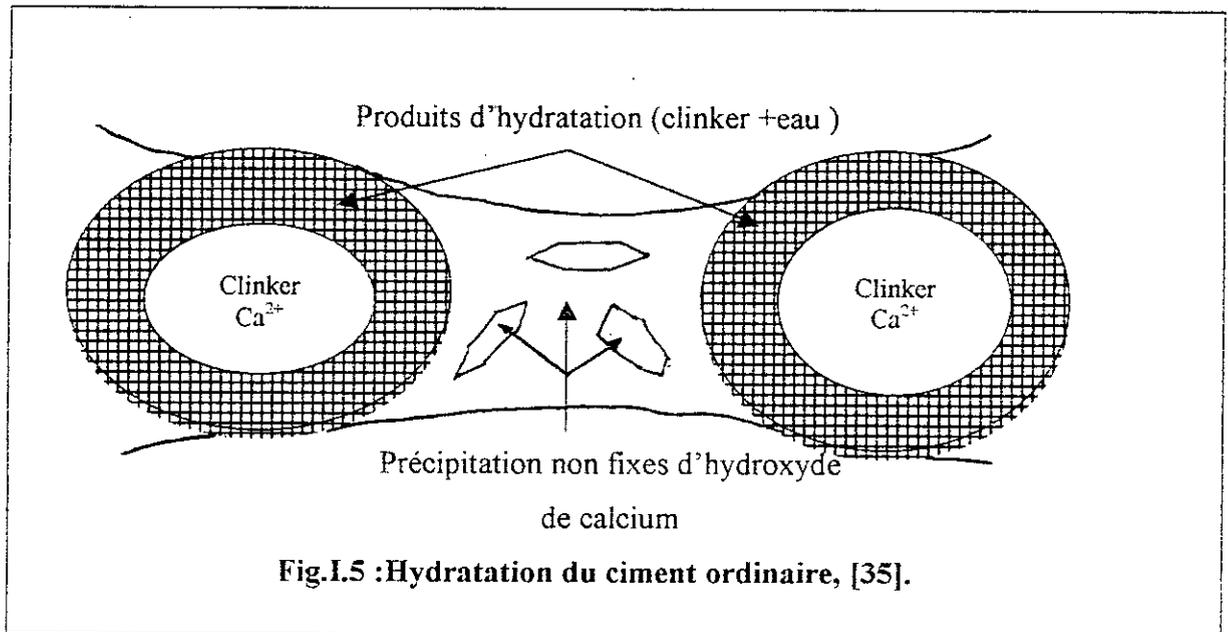
La propriété d'hydratation du laitier nécessite l'emploi des activateurs chimiques ou thermiques, [8, 21].

Dans les ciments au laitier, où le clinker est l'activateur principal du laitier, l'hydratation est plus lente que celle du ciment ordinaire. Cependant les premiers hydrates produits seront ceux du clinker ; C-S-H et $\text{Ca}(\text{OH})_2$ qui recouvrent uniformément les grains de laitier et du clinker. En suite l'excès de la chaux active l'hydratation du laitier avec une texture C-S-H semblable à celle des ciments ordinaires. Il en résulte alors des silicates et des aluminates de calcium hydratés, [8, 21, 25].

On remarque la formation des mêmes produits hydratés (C-S-H) que pour un ciment ordinaire, mais de précipitations différentes [34, 35] :

- une précipitation d'hydroxyde de calcium ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) pour les ciments ordinaires. (figI.5)

- une précipitation de silicate et d'aluminate de calcium hydratés pour les ciments au laitier (figure I.6)



Ces précipitations sont normalement destinées à obturer les gros pores. Cependant les précipitations des ciments au laitier sont fixes et imperméables alors que celles des ciments ordinaires ne le sont pas. Par conséquent le béton ordinaire est plus poreux que le béton au laitier, [34, 35].

1.4.3.5 Activation et hydratation des pouzzolanes

Si on se base sur la définition simple et précise, énoncée en (1.2.2.1), on peut déduire que le meilleur activant des pouzzolanes c'est la chaux.

1.4.3.5 La capacité de fixation de chaux par les pouzzolanes

Cette caractéristique capitale des pouzzolanes a été le sujet de plusieurs investigations, DURIEZ. M, [6], se base sur les travaux de STEOPOE, FERET et LEE. et rapporte que 100g de pouzzolane pure et active pouvait fixer, en une année jusqu'à 50g de chaux, mais dans un mortier de chaux pouzzolanique ou de ciment pouzzolanique, la même pouzzolane ne fixe plus en un an que 15 % de son poids en chaux CaO.

Un ciment portland pouvant libérer, dans le même temps par ses silicates, environ 20 % de chaux, soit le 1/5 de son poids ; il en résulte que 100g de pouzzolane saturent en un an la chaux libérée par 75g de portland.

En général avec 40% de portland et 60% de pouzzolane active, on atteint, mais un an au plutôt, les mêmes résistances qu'avec 100 % de portland.

Les pouzzolanes augmentent la résistance chimique du liant hydraté, la maniabilité au gâchage, et l'imperméabilité après durcissement des mortiers et des bétons, [6].

Finalement on note qu'il est difficile d'évaluer l'activité (le pouvoir) pouzzolanique par une méthode purement chimique. Cette activité, quoi qu'elle est liée à la rapidité de durcissement des liants pouzzolaniques, elle représente toujours un critère très complexe, du fait que toutes les pouzzolanes ne fixent pas la même proportion de chaux dans le même temps, et que leur capacité de fixation totale de chaux (CaO) n'est pas la même, suivant leur composition.

On note aussi, que la rapidité de fixation de chaux augmente avec la température, et que le broyage poussé des pouzzolanes augmente considérablement leur activité, à la fois par la rapidité de fixation de la chaux, et par le total de chaux fixé, [6].

Avec l'addition de la chaux aux pouzzolanes, on obtient des silicates de calcium et des aluminates tétracalciques hydratés ; (FERET (1933), GUILAUME (1963), SERSAL *et al* (1968)), cette réaction est schématisée comme suit, [21] :



Dans les ciments portlands pouzzolaniques, deux processus ont lieux pendant le durcissement :

1. Hydratation des minéraux faisant partie du clinker.
2. Interaction de l'adjuvant minéral actif (la pouzzolane) avec l'hydroxyde du calcium qui se dégage lors du durcissement du clinker. Le $\text{Ca}(\text{OH})_2$ se trouve alors fixé à l'hydrosilicate de calcium insoluble dans l'eau suivant la réaction :



I.4.4 Cinétique d'hydratation des laitiers et des pouzzolanes

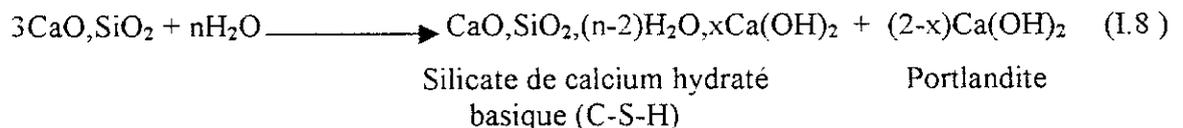
On veut dire par l'étude cinétique d'hydratation des laitiers et pouzzolanes, *l'étude de l'évolution physico-chimique* du système initial hors équilibre, vers le système final stable. Cette étude nous permet de connaître l'évolution mécanique ; parce que l'augmentation des résistances est liée directement au développement des phases hydratées. Cette augmentation est notable dès les premières semaines pour le laitier, elle est plus tardive pour les produits pouzzolaniques.

Le laitier et la pouzzolane ont alors, des cinétiques d'hydratation plus lente que celle du ciment portland (clinker), [8, 10, 21].

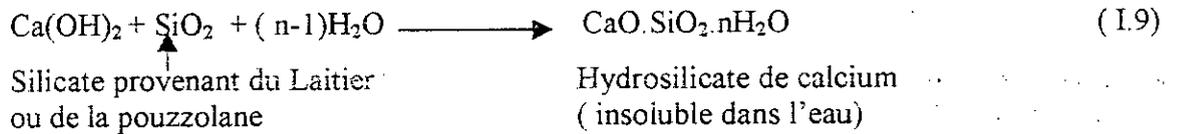
La cinétique d'hydratation est liée à la vitesse de solubilisation de ces ajouts (laitier et pouzzolane) qui dépend de :

- la composition chimique de ces derniers ;
- la finesse de broyage (surface spécifique SSB) ;
- la température, car toutes les transformations chimiques s'accélèrent lorsque la température croît, [21].

Le silicate tricalcique (C_3S) s'hydrate au cours des premiers jours qui suivent la mise en œuvre selon le schéma suivant:



L'hydroxyde de calcium ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) provenant de l'hydratation primaire du (C_3S), joue le rôle de l'actif principal des ajouts pouzzolaniques, ou de laitiers, selon l'équation suivante :



L'hydratation de laitier ou de pouzzolane, ne peut donc débiter que lorsque le (C₃S) a déjà partiellement réagi. Comme leur cinétique est plus lente que celle de (C₃S), il va se constituer une réserve de portlandite qui sera ensuite progressivement absorbée, [10, 21].

1.4.5 Conclusion

On peut conclure que les laitiers, les pouzzolanes et en général les matériaux silico-alumino-calciques, ne changent pas la nature des produits d'hydratation responsables de la prise et de durcissement, mais ils modifient leurs proportions et leurs cinétiques de formation. Cependant l'utilisation des laitiers et des pouzzolanes comme ajouts minéraux dans l'industrie des ciments, est très intéressante sur le plan économique d'une part, car ils ont un faible coût énergétique, et d'autre part, ils contribuent à la résistance des bétons aux agressions chimiques ce qui améliore la durabilité.

I.5 FORMULATION ET METHODES DE COMPOSITION DU BETON

L'étude d'une composition de béton consiste, presque toujours, à rechercher conjointement deux qualités essentielles; résistance et ouvrabilité. Or ces deux qualités sont étroitement liées l'une à l'autre, mais elles varient en sens inverse. Ce qui ne présente que des solutions de compromis.

G. DREUX et R. L'HERMITE rapportent qu'il est difficile d'élaborer une théorie au sens propre et scientifique afin d'aboutir à la meilleure composition, donnant elle seule le béton présentant toutes les qualités souhaitées. Ils ont constaté que les méthodes basées sur la recherche de la compacité maximale, considèrent essentiellement le grain du ciment sous son aspect physique de grain fin venant de prendre sa place dans le remplissage optimal recherché pour le mélange de l'ensemble des granulats et du ciment, [7].

D'autre part et lorsqu'on mesure la résistance en compression uniaxiale du béton on s'aperçoit que la rupture du béton peut se produire à trois niveaux différents soit :

- 1- dans le mortier ;
- 2 - au niveau de l'interface granulat / mortier ;
- 3 - dans le granulat.

Pour fabriquer un béton à très haute résistance il faut donc s'organiser pour :

- 1- obtenir le mortier le plus résistant possible ;
- 2- maximiser l'adhérence granulat / mortier ;
- 3- avoir les granulats les plus résistants possible.

Tout en sachant très bien que c'est le maillon le plus faible qui limitera la valeur de la résistance en compression, [2].

I.5.1 Théorie de la porosité minimale de CAQUOT

La théorie de la granulation optimale due à CAQUOT, permet de généraliser les résultats trouvés sur les mélanges binaires. Elle montre l'importance d'un dosage optimal en éléments fins (ciment + fines inertes). Cette théorie est probablement la seule à tirer, d'une façon cohérente, les conséquences d'une interaction entre les grains. Le problème posé est donc de trouver un ensemble de proportions pour que la porosité soit minimale, [28].

nous souhaitons donc, minimiser la porosité du béton pour qu'il soit mécaniquement plus résistant et plus durable.

1.5.2 Méthodes de composition

Il existe plusieurs méthodes de composition, (FAURY, 1958; JOISEL, 1952; VALLETTE, 1963 ; DREUX, 1970 ; BARON – LESAGE, 1976). Toutes se réfèrent aux travaux de FERET (1892 – 1896) et, sous des formulations diverses. Le but visé paraît être le même : à savoir la recherche des compositions de matériaux inertes telles que, pour un dosage donné en ciment, la quantité des vides soit minimum, (CAQUOT, 1936), [28].

1.5.2.1 Le dosage en ciment et en fines

Toutes les méthodes ne distinguent pas clairement les deux rôles du ciment : fines de remplissage, et liant hydraulique.

En tant que liant hydraulique, son dosage dépend de sa classe et de la résistance mécanique cherchée. En tant que fine de remplissage, il existe un dosage optimal pour lequel la porosité du béton est minimale.

Pour notre cas, le laitier et la pouzzolane jouent les deux rôles en même temps; d'une part ils se manifestent par leur activité en donnant des C-S-H et en fixant le portlandite libre, et d'autre part ils complètent la granulométrie du ciment ce qui augmente la compacité de la matrice cimentière; tout cela engendre un apport de résistance.

CAQUOT, JOISEL et FAURY accordent beaucoup d'importance à ce dosage optimal en éléments fins. DREUX, s'appuyant d'ailleurs sur les résultats des auteurs précédents, remarque cependant que : « le dosage en ciment optimal pour le remplissage est, dans la plus part des cas, beaucoup plus faible que celui nécessité par la résistance désirée, ou imposé par le contrat », [28].

1.5.3 L'effet de la porosité sur la résistance mécanique

La résistance à la compression à long terme de la pâte de ciment est simplement fonction de l'indice des vides de la pâte après mise en place. Elle augmente lorsque l'indice des vides diminue, [29].

En pratique le dosage du béton en ciment est très généralement égal à la valeur minimale imposée par le règlement, elle est donc fixée. Il ne reste plus alors qu'un seul moyen pour diminuer l'indice des vides de la pâte : réduire la porosité. Il suffit, pour la diminuer, de :

- réduire le dosage en eau et compenser la perte de maniabilité par un apport d'adjuvant ; (voir section I.5.5).
- incorporer des ajouts plus fins que le ciment, qui en s'insérant entre les grains de ce dernier, ils réduisent sa porosité.

Expérimentalement, on montre qu'il existe un dosage en eau, pour lequel la porosité est minimale, et que ce dosage dépend fortement des conditions de mise en œuvre, [29].

La quantité d'eau qu'il est nécessaire d'ajouter pour le gâchage correct du ciment est supérieure à la quantité strictement nécessaire aux seules réactions chimiques ; on doit en effet distinguer :

- l'eau de cristallisation ou d'hydratation fixée chimiquement dans les nouveaux constituants hydratés et nécessaire à leur structure cristalline ; elle est en général de l'ordre de 25 à 30 % du poids de ciment.

- l'eau absorbée qui pénètre plus au moins à l'intérieur des granulats selon leur degré de porosité.

- l'eau libre (dans de fins réseaux capillaires), et qui s'élimine plus ou moins par séchage. Elle n'est nécessaire que pour obtenir la viscosité, la plasticité et l'onctuosité indispensables au gâchage et à la mise en place correcte du béton dans les coffrages et l'embarras plus ou moins important des armatures, [7, 11].

I.5.4 L'effet du rapport E/C sur les caractéristiques du béton

Le rapport eau sur liant représente avec le degré d'hydratation de liant, les deux facteurs principaux influant sur la porosité de la pâte de liant après durcissement et par conséquent, sur la porosité et la résistance du béton, ainsi que sur d'autres caractéristiques :

I.5.4.1 L'effet de (E/C) sur la porosité

Le rapport (E/C) détermine la distance initiale entre les grains anhydres de ciment dans le mélange eau – ciment ; ce qui influe directement sur la porosité initiale et finale de ce mélange. La figure I.7, montre cette relation croissante entre la porosité, et le rapport (E/C). Et puisque la compacité est le complément de la porosité, alors il faut diminuer au maximum le rapport (E/C) pour avoir une structure plus compacte [11].

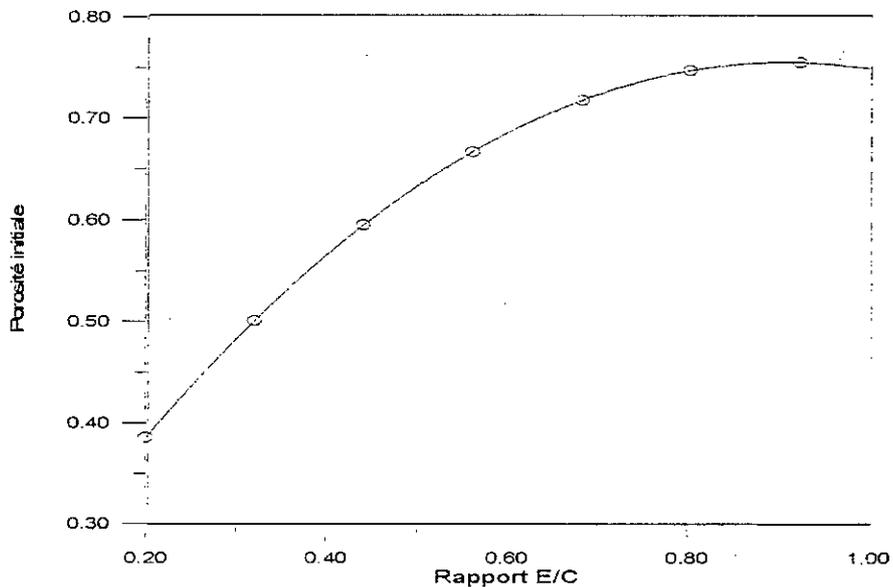


Fig I.7 : La relation entre la porosité initiale et le rapport E/C dans une pâte de ciment, [11].

1.5.4.2 L'effet de (E/C) sur la résistance mécanique du béton

On a vu dans la section (I.5) que pour fabriquer un béton résistant, il faut s'organiser pour avoir un mortier plus résistant, et pour cela, il suffit d'abaisser au maximum le rapport (E/C), tout en lui conservant une fluidité suffisante.

D'autre part, nous avons vu que la porosité de la pâte hydratée est une fonction croissante du rapport (E/C), par conséquent, et puisque la résistance du béton est liée directement à la compacité du squelette rigide, alors, la résistance sera liée elle aussi au rapport (E/C) par une fonction décroissante. Ce résultat a été confirmé par de nombreuses études expérimentales, parmi lesquelles on cite celles de SOROKA, I ; SEREDA, J P ; SPONER, D C ; FELDMAN, R F et BEAUDOIN, J. J, [11].

L'effet de (E/C) sur l'adhérence granulat – pâte de ciment, est similaire à son effet sur la pâte seule, c'est à dire, la résistance de l'adhérence augmente avec la diminution de (E/C), et vice versa, [11].

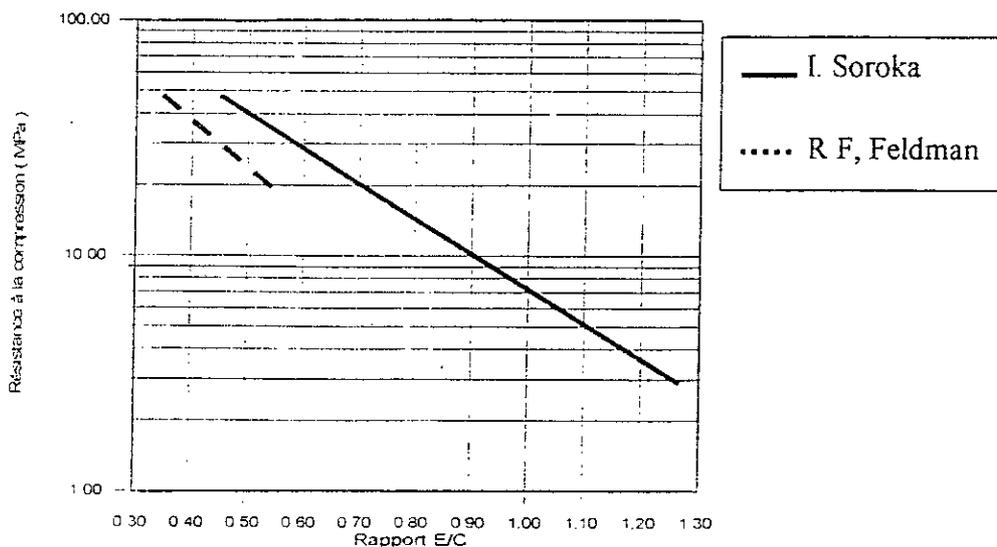


Fig 1.8: Effet du rapport E/C sur la résistance mécanique du béton, [11].

1.5.4.3 L'effet de (E/C) sur le retrait

Le retrait est directement proportionnel au rapport (E/C), cette relation est illustrée sur la figure I.9, [11] :

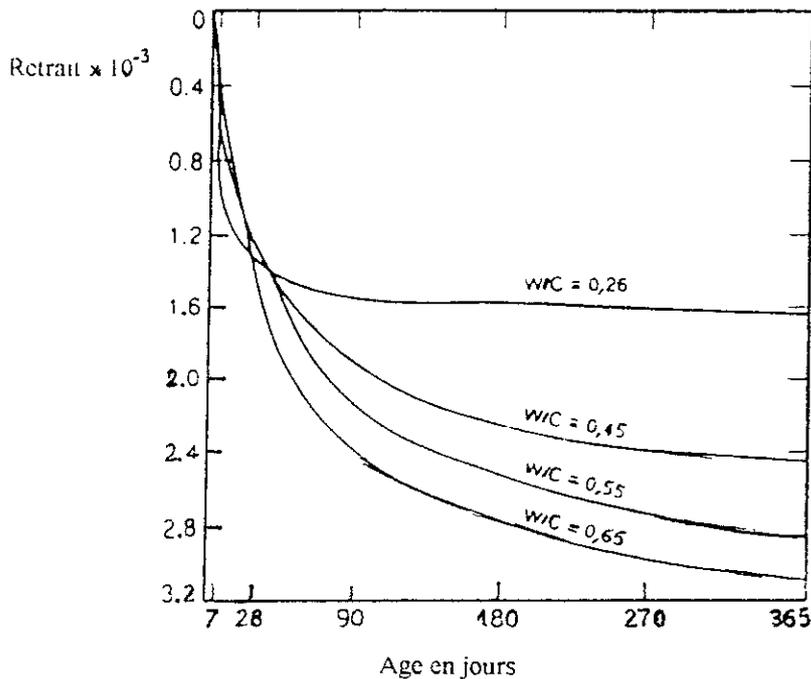


Fig.1.9: Effet de E/C sur le retrait d'une pâte de ciment, [11].

Par conséquent, pour fabriquer des bétons à faible retrait il faut diminuer au maximum le rapport (E/C).

1.5.4.4 L'effet de (E/C) sur le module d'élasticité

Le module d'élasticité du béton durci est une fonction de sa résistance mécanique. Cependant, les facteurs agissant sur le module d'élasticité, sont les mêmes que ceux agissant sur la résistance. Le rapport (E/C) sera, alors, le facteur le plus important influant sur le module d'élasticité ; et par conséquent ce dernier augmente avec la diminution de (E/C), [11].

1.5.5 Les adjuvants plastifiants et les réducteurs d'eau

1.5.5.1 Généralités

Nous avons vu dans la section précédente que l'eau est un des ingrédients essentiels du béton. En effet l'eau que l'on introduit dans le béton lors de son gâchage remplit deux fonctions :

- Une fonction physique qui confère au béton les propriétés rhéologiques d'un liquide ;
- Et une fonction chimique qui contribue au développement de la réaction dite d'hydratation.

Le béton idéal serait un béton où la quantité d'eau strictement nécessaire au développement du potentiel hydraulique du ciment ne jouerait, dans un premier temps, qu'une fonction strictement rhéologique permettant d'assurer une mise en place facile du béton frais. Ce qui est impossible de le fabriquer, car la réaction d'hydratation n'attend pas que le béton soit placé pour démarrer. C'est une réaction qui déclenche au premier contact avec l'eau. Ceci explique pourquoi, depuis toujours, il a fallu utiliser beaucoup plus d'eau qu'il n'en faut dans la fabrication des bétons. Ce qui influe négativement sur les caractéristiques mécaniques et physiques du béton durci.

Ce problème majeur dans la fabrication des bétons, a été résolu par l'utilisation des molécules organiques bien connues pour leurs propriétés dispersantes, [39] ; d'où l'utilisation des réducteurs d'eau, des plastifiants et des fluidifiants.

1.5.5.2 Définitions

Un adjuvant est défini comme étant un produit qui, ajouté au béton en faible quantité permet d'améliorer certaines propriétés ou qualités souhaitées soit sur béton frais soit sur béton durci.

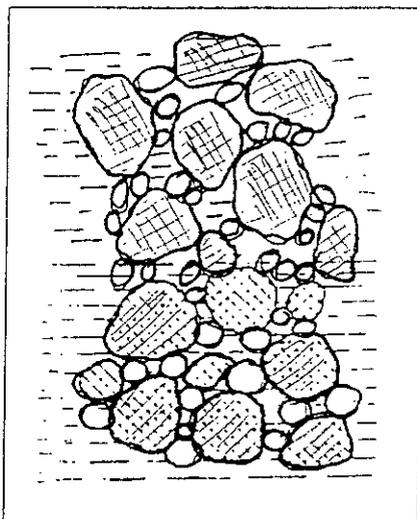
La norme AFNOR (NF P.18-103) définit l'adjuvant comme suit : « un produit dont l'incorporation à faible dose inférieure à 5% dans le béton provoque des modifications de certaines de ces propriétés » [40].

- *Les plastifiants* sont des produits, qui ajoutés au béton lui confèrent une meilleure plasticité améliorant ainsi ses qualités de maniabilité et d'ouvrabilité.
- *Les fluidifiants ou les réducteurs d'eau* sont des produits qui produisent une défloculation de la pâte de ciment et les bulles d'air, comprises dans les grumeaux qui se dispersent, sont libérées du même coup. Leur deuxième rôle, le plus important, est un rôle de lubrification par adsorption, sur la paroi des grains, des molécules longues qui jouent un rôle de lubrifiant onctueux, (figures I.10 et I.11), [7, 39].

I.5.5.3 Rôle et mécanisme de plastification

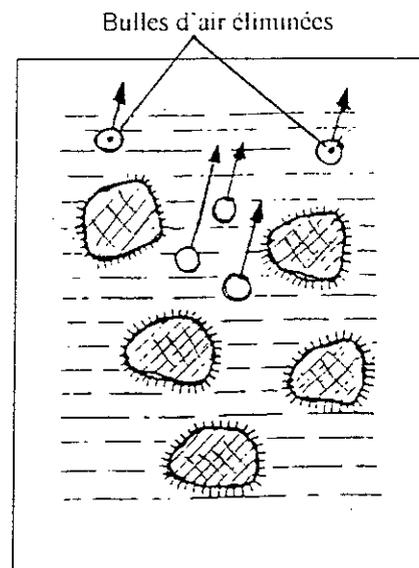
D'après la théorie de LANGMUIR et de HELMOLTZ, [6], le mécanisme de la plastification est caractérisé par :

1. Mécanisme de la défloculation et de la séparation granulaire des colonies de grains fins, et élimination de l'air inclus dans les colonies (figure I.10) :



a) sans plastifiant :

Colonies de grains de ciment non défloculés : cohésion capillaire par rétention de bulles d'air.



b) avec plastifiant :

Les molécules sont adsorbées par les grains de ciment basique ; l'air ne mouillant plus ces derniers, s'élimine ; d'où la *défloculation* capillaire facilitée par abaissement de la tension aux interfaces.

Fig I.10: Mécanisme de la défloculation avec et sans plastifiant [6]

2. Mécanisme de la réduction d'eau sans diminution de la maniabilité (figure I.11) :

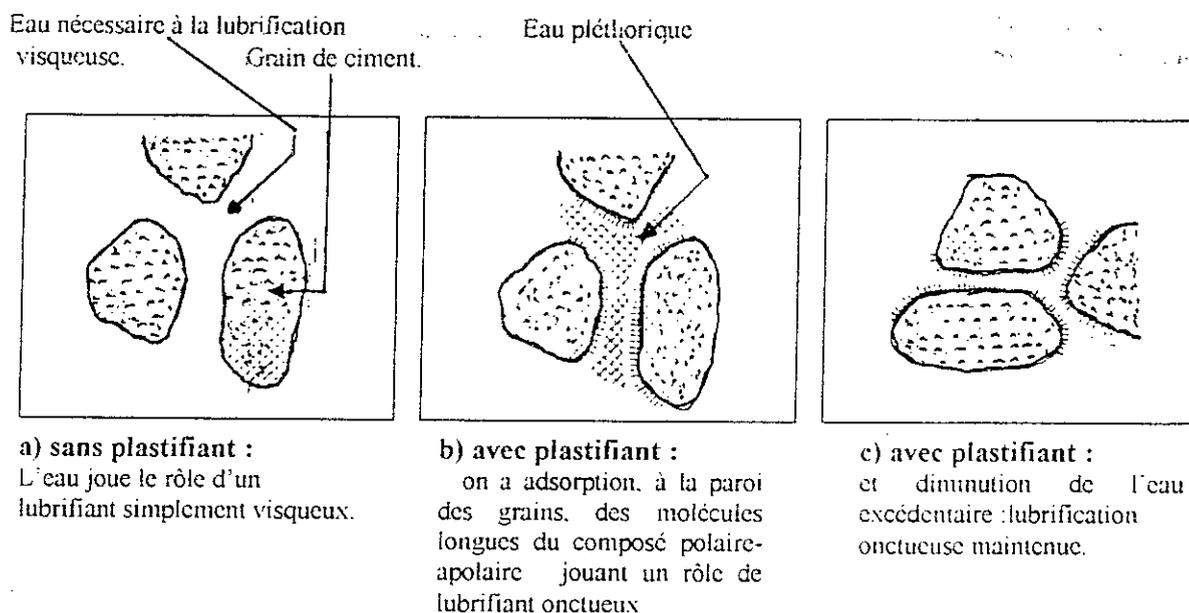


Fig I.11: Mode de l'action des réducteurs d'eau. [6].

1.6 PROPRIETES DES BETONS AUX AJOUTS

1.6.1 Propriétés du béton au laitier

1.6.1.1 Béton frais

a) L'ouvrabilité

Plusieurs recherches confirment que l'ouvrabilité des bétons au laitier est plus grande que celle des bétons ordinaires. Cette amélioration de l'ouvrabilité est due d'une part, à l'augmentation de la viscosité de la pâte des ciments au laitier en fonction de l'accroissement du pourcentage de substitution en laitier, et d'autre part à la surface caractéristique des particules du laitier qui sont en fait denses, lisses et n'absorbent pas beaucoup d'eau dans la phase initiale d'hydratation, [8].

b) Chaleur d'hydratation

Plusieurs chercheurs ont montré que les bétons contenant un pourcentage en laitier de 70 %, ont une chaleur d'hydratation inférieure à celle des bétons ordinaires. (figure I.12). Pour

cette raison les ciments à haute teneur en laitier peuvent être convenablement utilisés dans les bétons de masse, [8, 11].

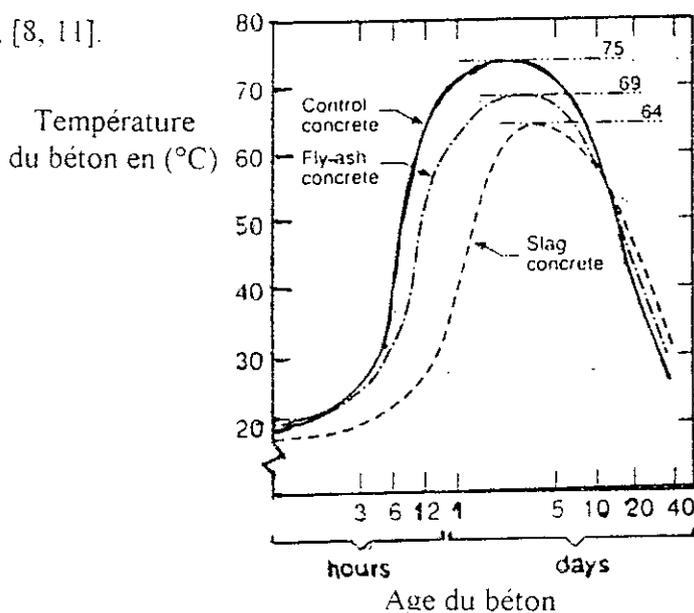


Fig I.12: Variation de la température des différents bétons de masse avec l'âge : (béton ordinaire, béton au laitier, béton à cendre volante).

1.6.1.2 Béton durci

a) Résistance mécanique

Plusieurs études, [9, 31], ont été entreprises afin de déterminer l'influence du laitier de haut fourneau sur la résistance mécanique du ciment et du béton durci. A.S BOŁDYREV, Z.B ENTINE et autres, rapportent qu'avec l'addition de laitier, la résistance du ciment diminue au début. Toutefois au bout de 28 jours et plus, les ciments contenant 15 % de laitier ne cèdent en rien aux ciments de contrôle sans constituants secondaires.

L'addition du laitier pour 30 % abaisse la résistance de 10 %, par rapport au ciment de contrôle, également à des délais avancés, mais même dans ce cas l'effet pouzzolanique de l'adjuvant (laitier) se manifeste de façon évidente, (figure, I.13).

Le même résultat a été affirmé par M, REGOURD et B, MORTUREUX. Après une analyse de trois laitiers différents, ils ont constaté qu'à partir du 90^{ème} jour, le CHF contenant le laitier le plus réactif est aussi résistant que le ciment ordinaire, [30].

On note enfin que le béton conservé dans l'eau douce développe une résistance plus grande qu'un béton conservé à l'air libre, [31].

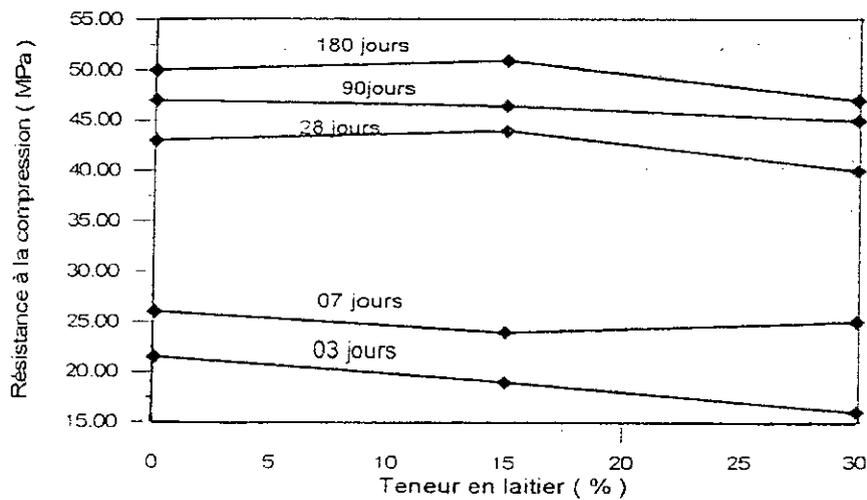


Fig 1.13: Influence du laitier sur la résistance à la compression du ciment, [9].

b) Module d'élasticité

Dans leurs études RN, SWAMY et A. BOUIKNI ont conclu qu'il n'y a pas une différence significative entre le module d'élasticité d'un béton au laitier et celui d'un béton ordinaire. Mais ils rapportent que cette différence peut atteindre 10% dans les milieux humides ou saturés (dans l'eau), et 15% dans les milieux secs, [32].

c) Retrait

Plusieurs auteurs rapportent qu'à court terme, les bétons au laitier présentent un retrait inférieur à celui du béton ordinaire. Alors qu'à long terme l'inverse se produit (figure I.14)

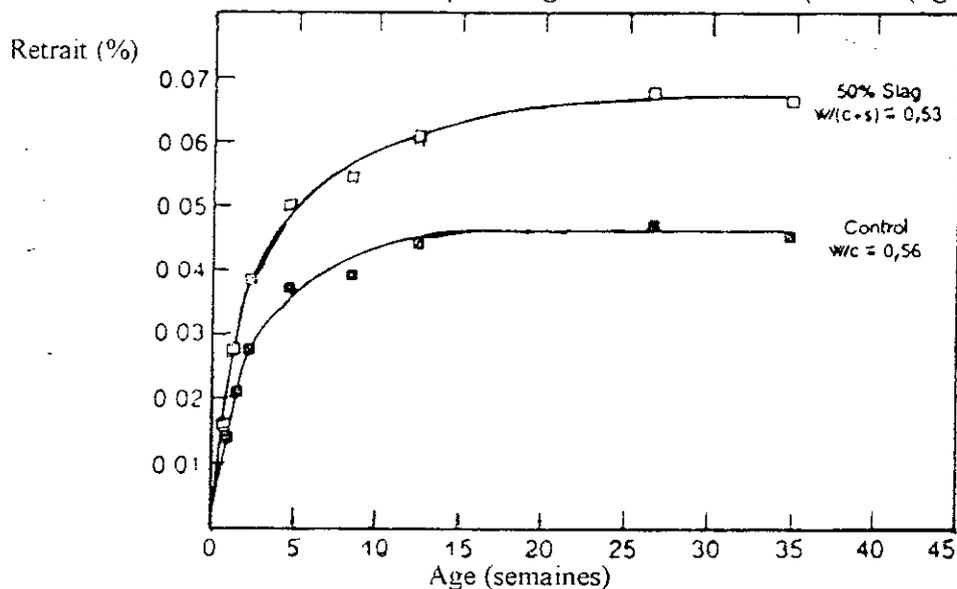


Fig 1.14 :Effet d'incorporation du laitier dans le CPA sur le retrait du béton, [11].

Ce phénomène a une relation directe avec la finesse du liant, le rapport (E/C), l'environnement, et la durée de la cure, [8, 11].

1.6.2 Propriétés des bétons à la pouzzolane

1.6.2.1 Béton frais

a) L'ouvrabilité

D'après SOROKA.I, [11], l'ajout pouzzolanique, réduit la perte de l'ouvrabilité. Cette réduction est proportionnelle au pourcentage d'incorporation de l'ajout minéral (figure 1.15).

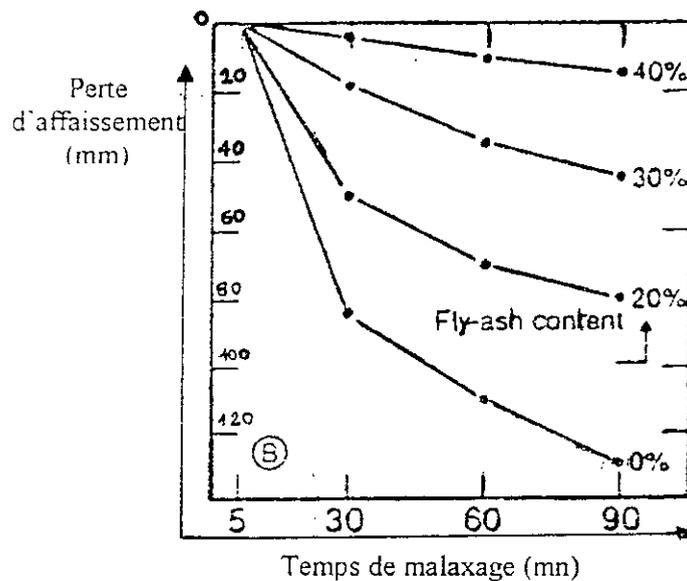


Fig 1.15 : Effet d'incorporation des cendres volantes dans les CPA sur la perte d'affaissement du béton frais, [11].

On remarque qu'un béton ordinaire perd presque totalement son ouvrabilité après 90 minutes de son gâchage, par contre le béton pouzzolanique, garde sa maniabilité avec le temps de malaxage. [11].

b) Chaleur d'hydratation

Plusieurs travaux de recherche, [11], ont montré que les bétons contenant de la pouzzolane, ont une chaleur d'hydratation moins élevée que celle d'un béton ordinaire. La figure 1.16, montre que la réduction de la chaleur d'hydratation est proportionnelle au pourcentage d'incorporation de la pouzzolane dans le béton.

L'incorporation de l'ajout pouzzolanique au ciment ordinaire, réduit sa chaleur d'hydratation. Ce résultat doit être pris en précaution lorsque la surface spécifique (la finesse) est très grande.

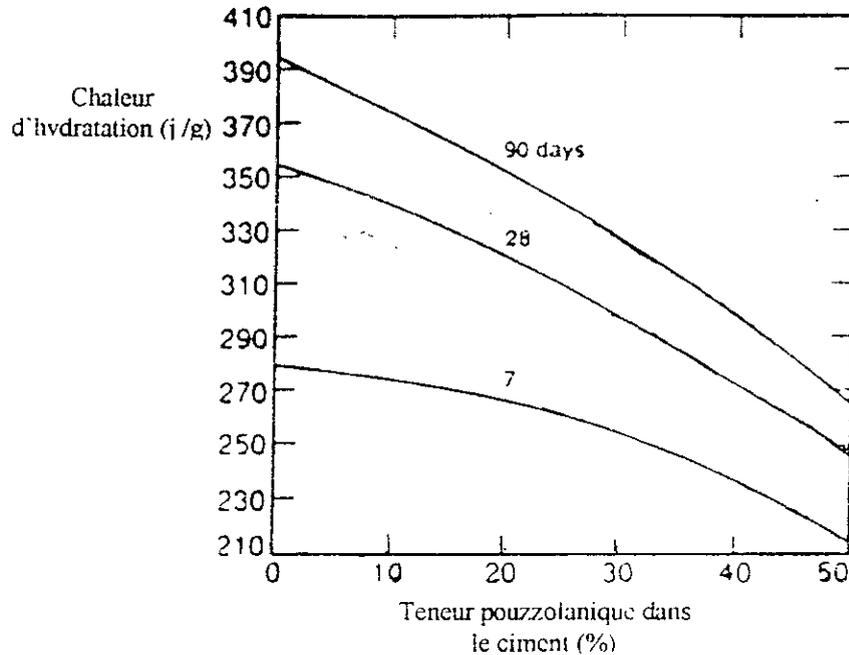


Fig I.16 : Effet de l'ajout pouzzolannique sur la chaleur d'hydratation du ciment. [11].

I.6.2.2 Béton durci

a) Résistance mécanique

Le développement de la résistance mécanique avec l'âge du béton, est proportionnel au développement du taux d'hydratation et de durcissement du ciment. SOROKA.I, rapporte que l'évolution de la résistance mécanique des bétons pouzzolaniques est plus lente que celle des bétons ordinaires ; car l'hydratation du ciment pouzzolannique est un peu plus lente par rapport à celle du ciment ordinaire, [11].

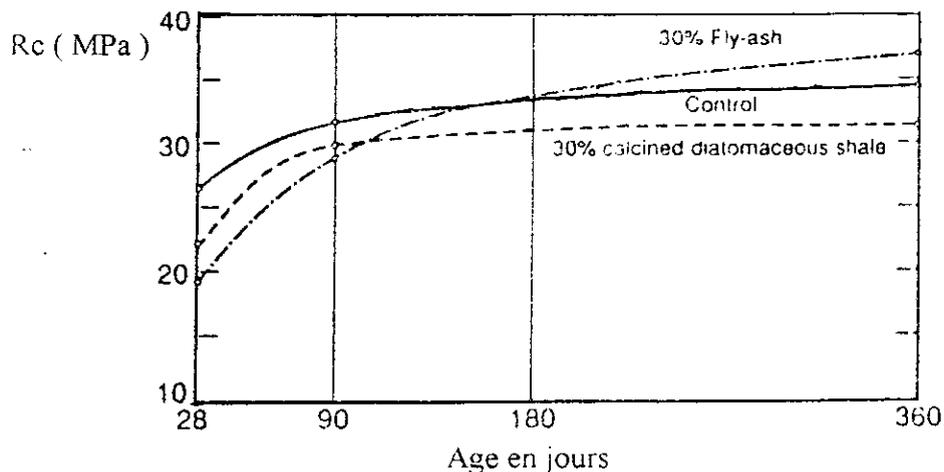


Fig I.17 : Effet de l'ajout pouzzolannique sur la résistance du béton, [11].

La figure I.17, montre qu'un béton pouzzolanique est moins résistant au jeune âge, toutefois au bout de 28 jours. Au-delà de cet âge, l'addition de l'ajout pouzzolanique fait augmenter la résistance du béton par rapport à celle du béton ordinaire, [11].

c) Retrait

Les ajouts pouzzolaniques ont un effet remarquable sur le phénomène de retrait des bétons. Ces ajouts minéraux agissent par leurs surfaces spécifiques (finesses) sur la structure poreuse de la pâte liante. En effet cette structure est plus fine que celle d'une pâte ordinaire, [11, 33].

La structure poreuse fine des bétons aux pouzzolanes est accompagnée par un retrait plus élevé pour des teneurs supérieures à 10 % en ajouts pouzzolaniques. Cette augmentation de retrait est plus remarquable à partir de la 4^{ème} semaine (28 jours), figure I.18.

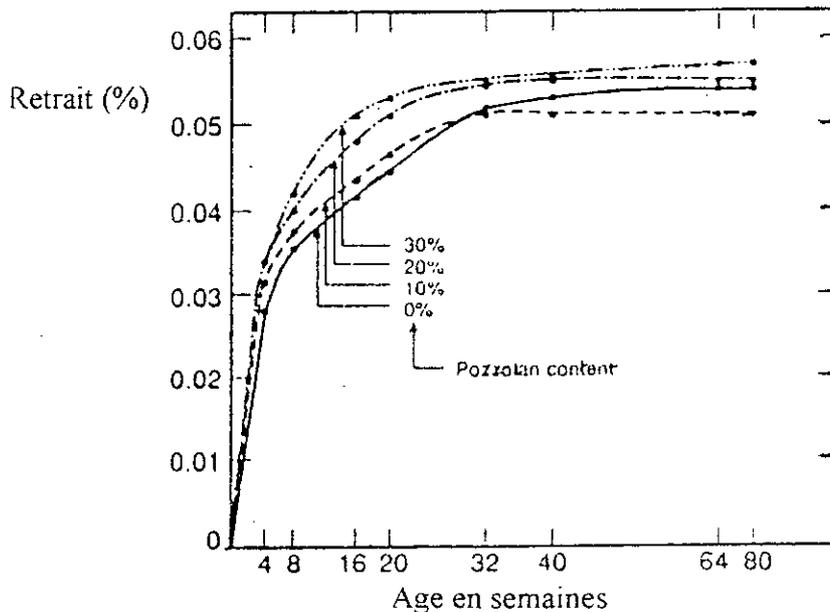


Fig I.18: Retrait du béton pour des différentes teneurs en pouzzolane. [11].

I.6.3 Propriétés des bétons aux fines calcaires

I.6.3.1 Béton frais

a) ouvrabilité

Dans leurs travaux de recherche, L. NOUARI, M. TOUGUY et A. AZIZ, ont constaté que la maniabilité des ciments et des mortiers contenant des fines calcaires est affectée d'une manière très sensible, et elle passe de 55%, pour le témoin (0% d'ajout calcaire) à 45 % pour une teneur de 10 %, et atteint 36 % pour 20 % de fines ; figure I.19, [12].

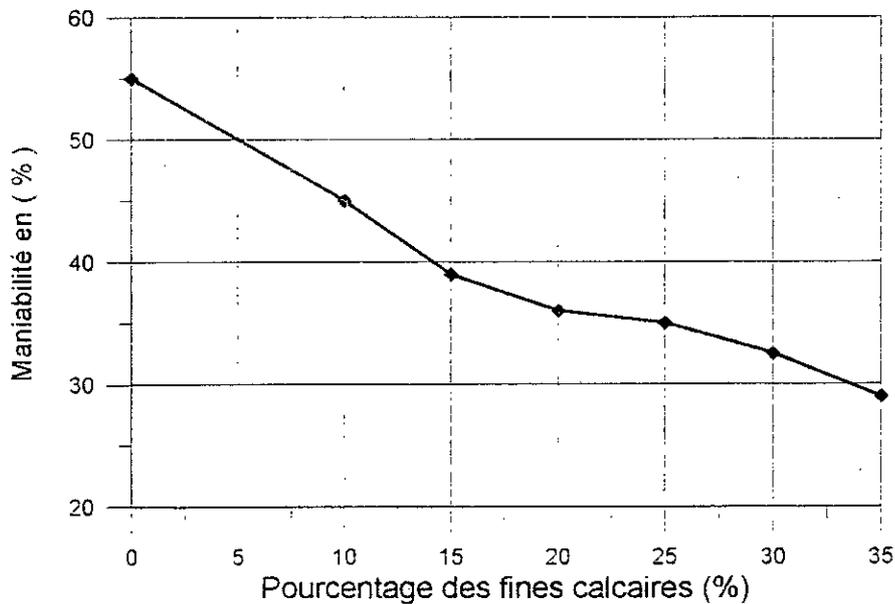
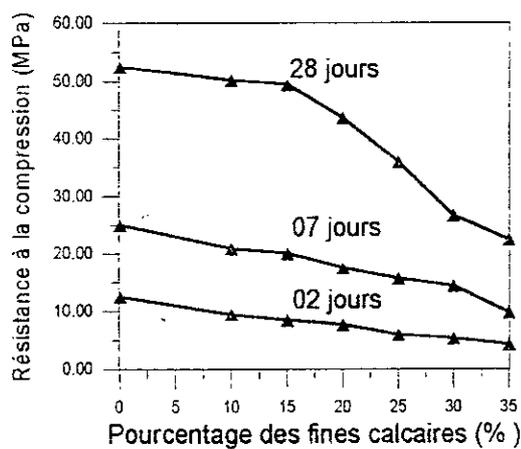


Fig I.19 :Variation de la maniabilité en fonction du pourcentage des fines calcaires, [12].

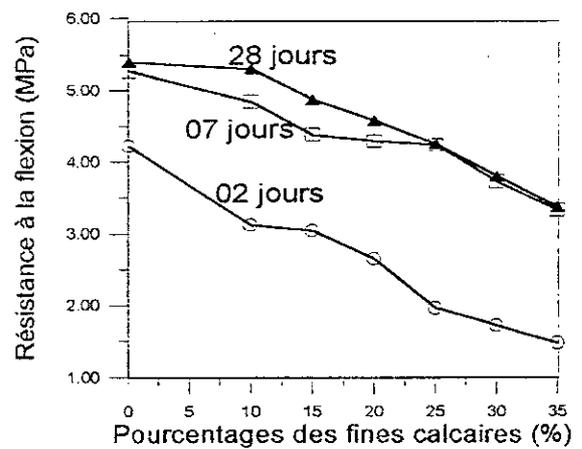
1.6.3.2 Béton durci

a) Résistance mécanique

Plusieurs auteurs ont conclu que l'ajout des fines calcaires aux mortiers et aux bétons, engendre une chute des résistances qui n'est pas très importante lorsque la teneur en fines n'excède pas 20 %, figure I.20.



(a)



(b)

Fig I.20 :Résistance mécanique des ciments aux fines calcaires. (a) :Compression (b) :Traction par flexion , [12].

On note également que la cinétique d'évolution de la résistance à la flexion aux jeunes âges des ciments à l'ajout calcaire est plus élevée que celle du ciment témoin, avec une tendance asymptotique des ciments renfermant plus de 20 % des fines lorsqu'on approche de l'âge de 28 jours, [12, 36, 37].

Rappelons que la SSB maximale des fines calcaires utilisées dans ces études est autour de 5000 cm²/g. Ces résultats peuvent être améliorés avec des finesses plus grandes.

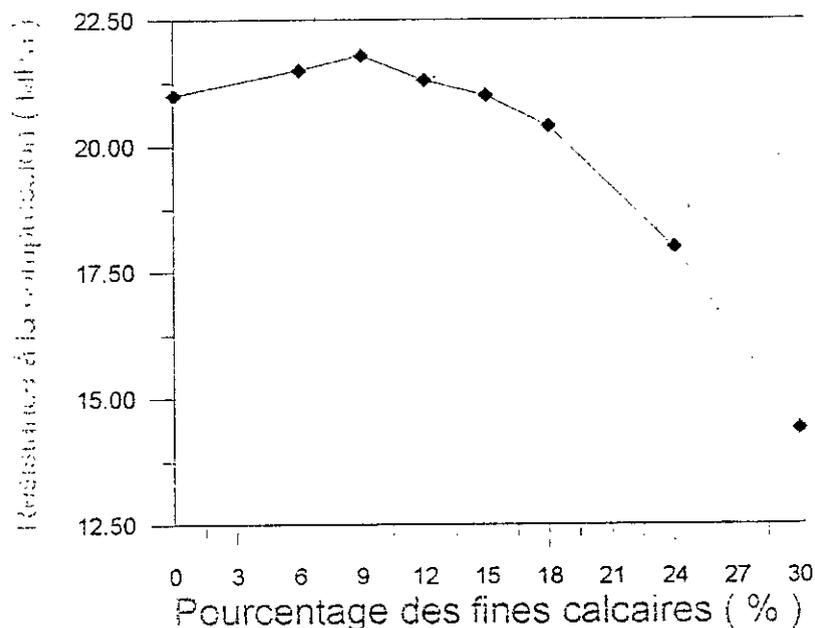


Fig I.21 : Résistance à la compression des mortiers en fonction de la teneur en fines calcaires (par rapport au sable) à l'âge de 28 jours, [18].

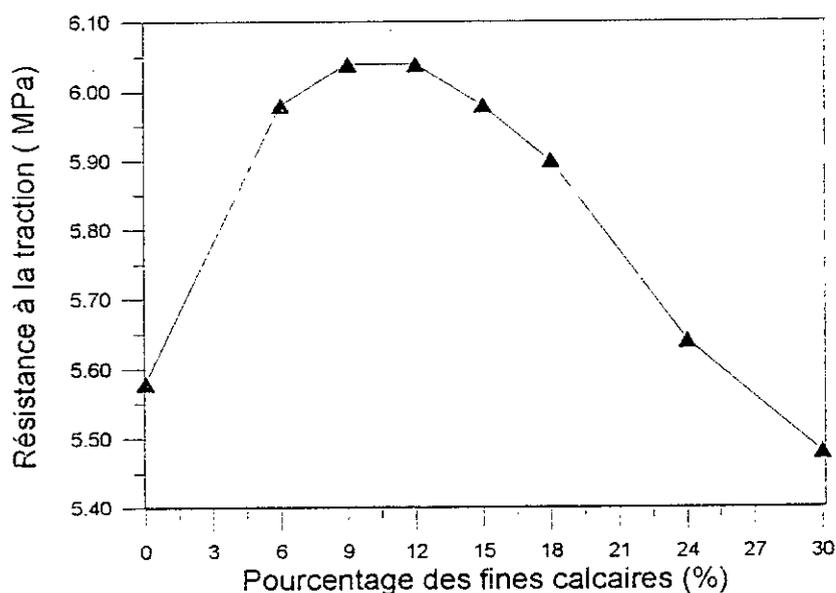


Fig I.22 : Résistance à la traction des mortiers en fonction de la teneur en fines calcaires (par rapport au sable) à l'âge de 28 jours, [18].

D'un autre côté J.L. RAMIEZ, J.M. BARCENA et Y. BENNA, [18, 38], ont abouti à une amélioration de la résistance mécanique en substituant des fines argileuses des sables par des fines calcaires, figures I.21 et I.22.

Selon l'étude effectuée par J.L. RAMIREZ et J.M. BARCENA, cette amélioration de résistance mécanique peut atteindre 57 % par rapport à celle du témoin, [38].

b) Retrait

Les retraits des mortiers et des bétons renfermant des fines calcaires, sont fluctueux ; figure I.23. toutefois, la variation du retrait reste généralement faible et comparable pour toutes les teneurs jusqu'à 35%, [12, 18, 36].

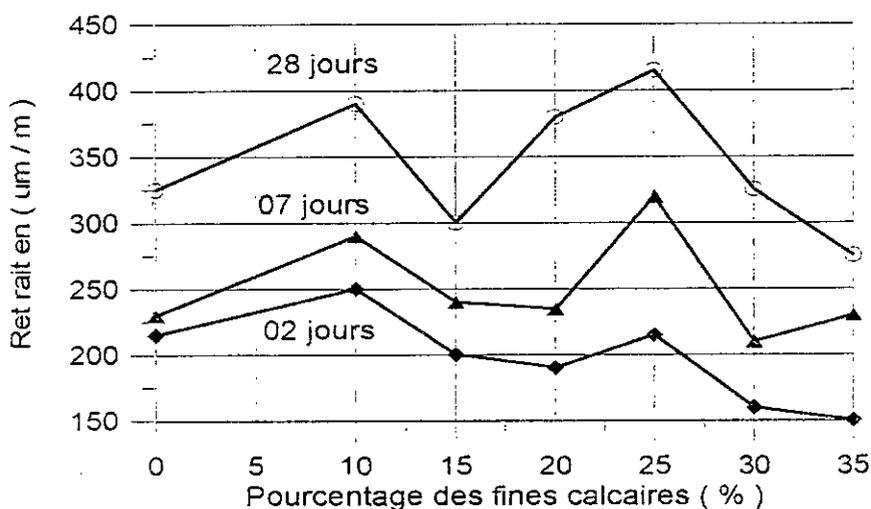


Fig I.23 : Retrait des ciments aux fines calcaires, [12].

I.7 CONCLUSION

L'incorporation des ajouts minéraux actifs et inertes dans les bétons présente de bonnes caractéristiques du point de vue économique aussi bien que physico-mécanique.

Sur le plan économique ces ajouts présentent un faible coût énergétique dans l'industrie du ciment. Sur le plan physico-mécanique ces matériaux réagissent par leur finesse et par leur activité pouzzolanique en engendrant un squelette plus compact et par conséquent un béton plus résistant et plus durable.

Il est donc important d'étudier convenablement l'effet de ces ajouts sur les performances du béton frais et durci.

Dans notre projet, trois ajouts minéraux locaux (le laitier d'El-Hadjar, le tuf de Zemouri et le calcaire de Meftah) ont été broyés à une finesse relativement élevée et incorporés à différentes teneurs dans le béton afin d'améliorer ses caractéristiques.

Chapitre Deuxième
Caractérisation des matériaux
et méthodes d'essais

CHAPITRE II

CARACTERISATION

DES MATERIAUX ET METHODES D'ESSAIS

II.1 INTRODUCTION

La *normalisation* des modes d'essais et de confectionnement du béton dans un laboratoire de recherche est une condition nécessaire pour l'obtention d'un béton « normal » qui peut satisfaire aux normes internationales afin qu'on puisse comparer ses qualités et ses caractéristiques avec des résultats obtenus ailleurs.

Cependant, dans un essai de recherche, on peut dire, que tout est normalisé, en commençant par le premier pas d'essais qui est le choix des matériaux, jusqu'à la dernière étape, l'écrasement de l'éprouvette.

Même, le type d'essais est normalisé. Dans les normes (AFNOR) on distingue cinq types d'essais (NF P18-102) :

- 1) Essai de recherche
- 2) Essais d'étude de convenance et de contrôle.
- 3) Essai d'information.
- 4) Essai de contrôle non destructifs
- 5) Essai de détection.

L'essai de recherche est défini par les normes comme suit :

« C'est un essai exécuté entièrement en laboratoire destiné à étudier l'influence de certains paramètres sur les caractéristiques du béton. », [7, 41].

II.2 LES AJOUTS MINERAUX ACTIFS ET INERTES :

Les adjuvants minéraux actifs (hydrauliques) sont des substances naturelles ou artificielles, qui, finement broyées, mélangées avec la chaux, gâchées avec l'eau développent des propriétés hydrauliques. Lorsqu'ils sont mélangés à un ciment portland, ils améliorent sa résistance à l'eau, [10, 11, 41].

Les adjuvants sont dits inertes s'ils n'ont aucune action chimique sur les ciments en présence d'eau, mais ils agissent principalement, grâce à leurs finesse, par leur propriétés physiques sur certaines qualités du liant et du béton telles que la maniabilité, la perméabilité..., [41].

II.2.1 Le laitier d'El-Hadjar

Le laitier granulé utilisé dans notre étude nous a été fourni par le complexe sidérurgique d'El-Hadjar (ANNABA). Il a la forme d'un sable de granulométrie 0-3 mm, de couleur claire, de masse volumique apparente 1g/cm^3 et de masse volumique absolue 2.9g/cm^3 .

II.2.1.1 Composition chimique du laitier granulé d'El-Hadjar

L'analyse chimique des trois ajouts a été effectuée au laboratoire de contrôle de qualité de la cimenterie de Rais-Hamidou (Alger). La composition chimique du laitier est donnée au tableau suivant:

Tableau II.1 : Composition chimique du laitier d'El-Hadjar

Elément	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃	P.A.F	Insoluble
%	38,89	7,07	4,09	40,71	4,56	0,04	0,72	/

En se basant sur cette analyse, et selon la définition de « Keil », l'indice d'hydraulicité « I_h » pourra être calculé par l'équation suivante:

$$I_h = \frac{CaO + CaS + \frac{1}{2}MgO + Al_2O_3}{SiO_2 + MnO} \quad (\text{II.1})$$

Soit alors : I_h = 1,29 ; le laitier utilisé est satisfaisant, [42].

D'autre part et selon la définition donnée par la norme (BS6699, 1986), un module chimique du laitier pourra être déterminé par:

$$MD = \frac{CaO + CaS + Al_2O_3}{SiO_2} \quad (\text{II.2})$$

soit égal à 1.34 est supérieur à 1

et : $\frac{\text{CaO}}{\text{SiO}_2}$ soit égal à : 1.05 il est inférieur à 1.40

Le laitier d'El- Hadjar est dans les normes, [11].

II.2.1.2 Broyage du laitier granulé

Avant le broyage, le laitier a subi un séchage à 100°C pendant quelques heures. Puis on le broie dans un broyeur semi-industriel à raison de 7 kg pour chaque finesse désirée. Les mesures de la surface spécifique (SSB) sont effectuées en prélevant un échantillon chaque demi-heure de broyage, les résultats sont illustrés sur la figure II.1.

Le laitier est relativement dur par rapport aux autres ajouts (calcaire et tuf). Pour atteindre une finesse de 8000 à 8500 cm²/g, il nous fallait presque 4 heures. Un broyage ultérieur provoque le colmatage.

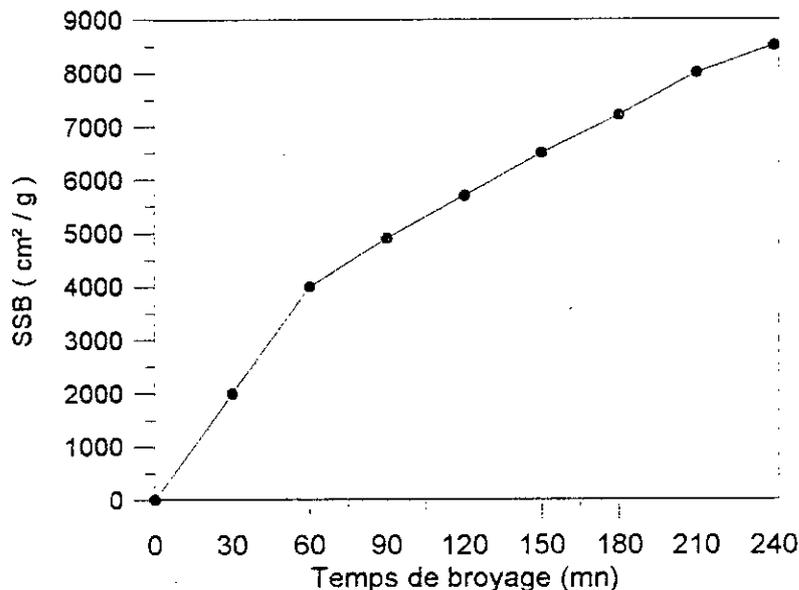


Fig.II.1 : Evolution de la finesse du laitier avec le temps de broyage.

II.2.2 Le tuf de Zemouri

Le tuf utilisé nous a été fourni par la cimenterie de Meftah. C'est une matière pulvérulente, de couleur grise claire, de masse volumique absolue de 2.4 g/cm³, il a une teneur en eau considérable égale à 15 %.

II.2.2.1 Composition chimique du tuf de Zemouri

L'analyse chimique du tuf a donné les résultats suivants :

Tableau II.2 : Composition chimique du tuf

Elément	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃	P.A.F
%	56.21	11.36	2.92	11.66	1.17	1.38	10.64

Selon ces résultats on peut dire que le tuf est pouzzolanique peu calcique. En effet sa teneur en chaux (CaO) est autours de 10 % , ce qui permet son utilisation normale comme ajout pouzzolanique au béton.

Les teneurs en (SiO₂) et (Al₂O₃) sont elles aussi satisfaisantes et répondent aux critères demandés pour une bonne pouzzolane qui sont :

- 1) % (Al₂O₃) \approx 10%.
- 2) $45\% \leq \%(SiO_2) \leq 70\%$.
- 3) $\%(SiO_2) - \%(CaO) > 34\%$.

II.2.2.2 Broyage et traitement

Le traitement du tuf utilisé comporte les étapes suivantes :

- Séchage dans l'étuve à 100°C pendant quelques heures.
- Criblage du tuf séché pour séparer quelques impureté, tel que le calcaire,....
- Broyage jusqu'à la finesse désirée, à raison de 7 Kg pour chaque finesse. On vérifie la SSB toutes les 10 minutes. On remarque que le tuf est moins dur que le laitier. En 60 minutes on a atteint 7000 cm²/g, (figure II.2). Au-delà de cette finesse la matière se colmate.

II.2.3 Le calcaire de Meftah

Le calcaire utilisé nous a été fourni par la cimenterie de Meftah. C'est une roche concassée sous forme de cailloux de granulométrie (20 /100 mm), de couleur blanche – jaunâtre de masse volumique absolue de 2.6 g/cm³.

II.2.3.1 Composition chimique du calcaire de Meftah

La composition chimique du calcaire de Meftah, est donnée au tableau suivant :

Tableau II.3 : La composition chimique du calcaire

Elément	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	P.A.F	SO ₃	Titre (CaCO ₃)
%	6.31	2.01	1.46	48.11	0.52	40.95	/	94.90

On remarque que ce calcaire a une teneur excellente en (CaCO₃).

II.2.3.2 Broyage et traitement du calcaire

Le traitement du calcaire a été effectué en deux étapes :

1- La matière est concassée afin d'avoir un produit granulé de 3 à 8 mm , puis séchée à 100°C

2- La matière est broyée par partie , à raison de 7 Kg pour chaque finesse désirée.

L'évolution de la finesse (SSB) avec le temps est présentée sur la figure II.2. on a remarqué qu'au-delà de 8500 cm²/g la matière se colmate.

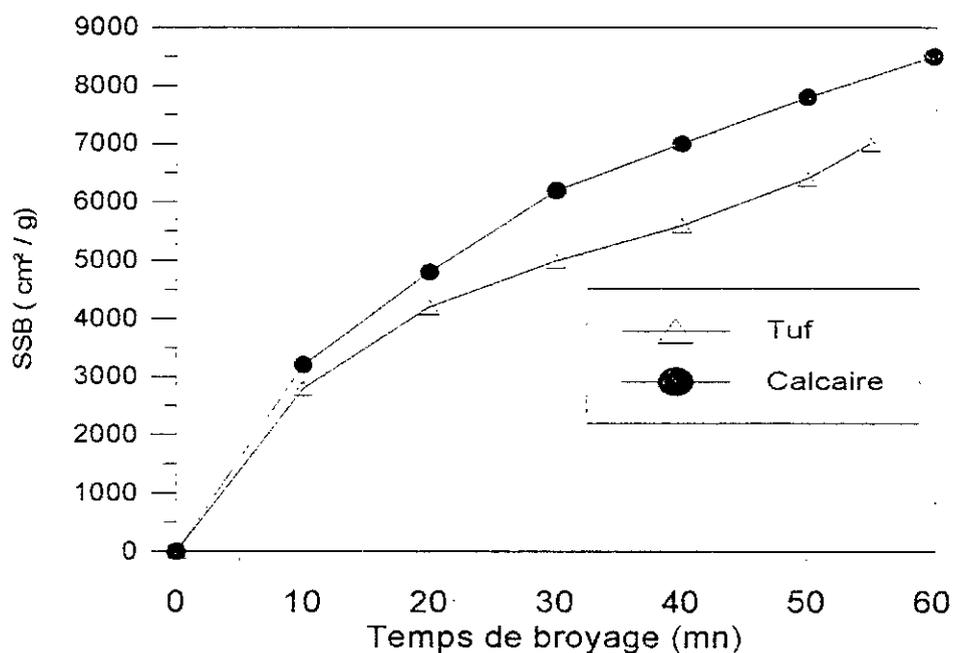


Fig.II.2 : Evolution de la finesse du tuf et du calcaire avec le temps de broyage.

Le broyage et le traitement des trois ajouts ont été effectués au laboratoire de technologie des liants et bétons de l'I.M.C de l'Université de BOUMERDES. Le broyeur utilisé est un broyeur semi – industriel à boulets. Sa charge broyante est au tour de 70 Kg.

II.3 LE CIMENT PORTLAND DE MEFTAH

Le ciment portland utilisé est un C.P.A 45 qui nous a été fourni par la cimenterie de Meftah, de SSB de 3650 cm²/g et de densité 3.05 g/cm³.

II.3.1 Composition chimique et minéralogique du ciment de Meftah

L'analyse chimique du ciment a été effectuée au laboratoire de contrôle de qualité de la cimenterie de Meftah et nous l'avons vérifiée au laboratoire de la cimenterie de Rais-Hamidou. Les résultats obtenus sont illustrés au tableau II.4

Tableau II.4 : Composition chimique du ciment de Meftah.

Elément	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃	P.A.F.	Insoluble
%	19.71	5.49	2.92	64.45	0.81	1.84	3.35	0.64

La teneur de 3.35 % en P.A.F montre que ce ciment contient déjà un ajout minéral.

La composition minéralogique du clinker a été déduite à partir des équations de BOGUE, [6]. Selon la fiche technique du ciment, cette composition est comme suit :

- % C₃S = 4.07 CaO – 7.6 SiO₂ – 1.43 Fe₂O₃ – 6.72 Al₂O₃ – 2.55 SO₃
Soit : % C₃S = 58.52 %.
- % C₂S = 2.87 S – 0.75 C₃S. Soit : % C₂S = 11.81 %.
- % C₃A = 2.65 Al₂O₃ – 1.69 Fe₂O₃ Soit : % C₃A = 9.81 %.
- % C₄AF = 3.04 Fe₂O₃ Soit : % C₄AF = 8.73 %.

Où : C₃S : le silicate tricalcique, (SiO₂, 3CaO).

C₂S : le silicate bicalcique, (SiO₂, 2CaO).

C₃A : l'aluminate tricalcique, (Al₂O₃, 3CaO).

C₄AF : l'alumino-ferrite tétracalcique, (4CaO, Fe₂O₃, Al₂O₃).

II.4 LES GRANULATS

II.4.1 Le sable

Le sable utilisé est un sable de rivière dont l'analyse granulométrique est donnée au tableau II.5. Son module de finesse est égale à 3.05. Cette valeur correspondant à un sable qui manque de fines, mais, convenable à des projets de recherche pour des résistances élevées, [7].

II.4.2 Les graviers

Les graviers utilisés nous ont été fournis par la carrière JOBERT d'ALGER. Ce sont des graviers concassés de haute qualité d'origine silico – calcaire , et de classes 3 /8 et 8/15 mm, l'analyse granulométrique des deux classes de gravier est présentée au tableau II.5.

II.4.3 Caractérisation et choix des granulats

Les granulats (sable et gravier), ont une influence directe sur les caractéristiques physiques et mécaniques du béton frais et durci. Pour avoir donc un béton maniable, résistant et durable , il faut caractériser et optimiser au maximum les matériaux utilisés.

La caractérisation et le choix des granulats font l'objet d'une série d'essais, qui sont effectués au laboratoire, et qui nous servent à déterminer les caractéristiques géométriques, physiques et mécaniques du sable et du gravier.

Tableau II.5 : Tamisage du sable et du gravier

Dimensions des tamis (mm)	Tamisats cumulés en (%)		
	Sable	Gravier (3 / 8)	Gravier (8 / 15)
0.00	00	00	00
0.16	1.2	/	/
0.315	14.86	/	/
0.63	37.65	/	/
1.00	/	2.46	/
1.25	66.78	/	/
2.00	/	/	/
2.50	87.8	2.94	/
3.15	/	5.27	/
4.00	/	13.55	0.25
5.00	97.13	55.8	0.4
6.30	/	91.16	5.17
8.00	/	98.97	28.12
10.00	100	100	64.8
12.50	/	/	96.87
16.00	/	/	100

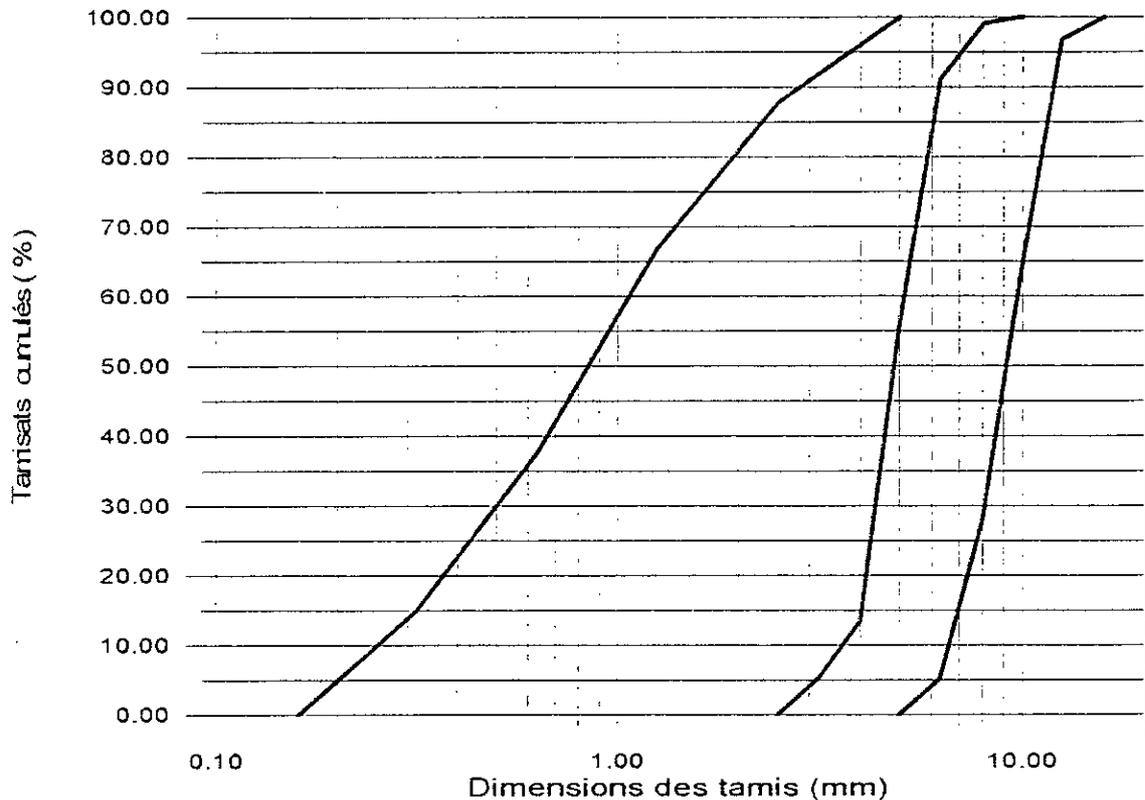


Fig.II.3 : Analyse granulométrique du sable et de gravier

Dans ce qui suit nous allons citer quelques essais de caractérisation :

II.4.3.1 Essai d'équivalent de sable ;(Norme NF P18 -598)

Cet essai consiste à plonger un poids défini de sable dans une solution flocculante. Après agitation , on laisse décanter le mélange pendant 20 minutes ; ensuite on mesure la hauteur dans l'éprouvette normalisée du sédiment (H_1) et du sédiment +floculat (H_2).

L'équivalent de sable est donné par :

$$E.S = (H_1 / H_2) \times 10. \quad (II.2).$$

L'équivalent de sable est d'autant plus élevé que la teneur en argile est plus faible.

Nous avons trouvé pour notre sable les résultats suivants :

- E.S à vue = 95
 - E.S à piston = 90
- } Le sable est très propre et convient aux bétons de qualité à haute résistance et bétons exceptionnels, [7, 43].

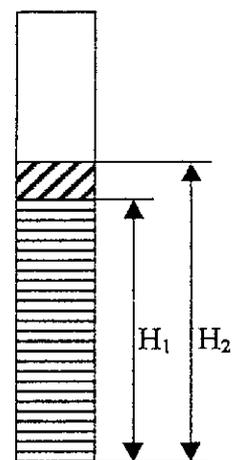


Fig.II.4 :Essai d'équivalent de sable.

II.4.3.2. Masse volumique absolue du sable et de gravier

Pour étudier la formulation d'un béton, il est indispensable de connaître la masse volumique des grains d'un granulat (ou bien, la masse volumique absolue). Pour la déterminer il faut, après avoir pesé un échantillon de granulat sec, déterminer son volume à la balance hydrostatique ; pour les trois granulats utilisées dans notre projet on a trouvé :

$$\rho_{\text{sable}} = \rho_{\text{gravier}} = 2,63 \text{ g/cm}^3$$

II.4.3.3 Module de finesse; (Norme NF P 18-304)

Le module de finesse d'un sable est égale au 1/100^e de la somme des refus exprimés en pourcentage sur les différents tamis de la série suivante : 0,16-0,315-0,63-1,25-2,5-5-10-20-40-80 ; Pour notre sable on a trouvé :

$$M_f = 3,05.$$

Selon les normes, c'est un sable à utiliser pour la recherche de résistances élevées, mais on aura, en général, une moins bonne ouvrabilité et des risques de ségrégation, [7, 43].

II.4.3.4 Coefficient d'aplatissement : (Norme NF P 18-561)

Le coefficient d'aplatissement d'un lot de granulat est le pourcentage de grains dont la grosseur excède 1,56 fois l'épaisseur. La grosseur des grains est déterminée par l'analyse granulométrique. Le refus sur chaque tamis à mailles carrées est ensuite tamisé sur une grille à fentes parallèles d'ouvertures 1,56 fois plus petite que celle de la maille carrée correspondante. Les grains passant à travers la série de tamis à mailles carrées utilisées sont bien les grains plats qu'il suffit de peser pour déterminer le pourcentage pondéral.

La norme préconise un coefficient inférieur à 30%, [7, 43]. Pour les deux classes nous avons trouvé : $A=28,15\%$.

II.4.3.5. Essai d'usure micro-Deval ; (Norme NF P 18-572)

L'essai micro-Deval est une variante de l'essai Deval ; il estime la résistance à la fragmentation par choc et à l'usure au contact de l'eau. Il se pratique sur des gravillons 4/6,3 ou 6,3/10 ou 10/16.

500 grammes de gravillon sont placés avec une charge de 2 à 5 Kg de billes d'acier de 10 mm de diamètre dans une jarre cylindrique remplie d'eau. On fait tourner pendant 15 minutes et on récupère le passant P au tamis de 2 mm.

$$\text{Le coefficient micro-Deval est : } MD = 100 \frac{P}{500} \quad (\text{II.3})$$

Le coefficient micro-Deval est d'autant plus élevé que le granulat est moins bon. La norme NF P 18-572 préconise un coefficient micro-Deval inférieur à 35%.

Pour les graviers utilisés dans notre projet on a trouvé :

- MD (4/6,3) = 23,75% ;
- MD (6,3/10) = 24,1% ;
- MD (10/16) = 23,9%.

II.4.3.6 Essai Los Angeles ; (Norme NF P 18-573)

Cette essai estime la résistance à la fragmentation par chocs et à l'usure par frottements réciproques. Il se pratique sur les classes granulaires 4/6,3 ou 6,3/10 ou 10/16 comme le micro-Deval.

On place un échantillon de 5 Kg de granulat et 7 à 11 boulets de 417g dans un tambour dont une génératrice intérieure est munie d'une plaque.

Après un nombre normalisé de tour du tambour, on récupère le passant P au tamis de 1,6 mm.

Le coefficient Los Angeles est :

$$LA = 100 \frac{P}{5000} \quad P \text{ exprimé en grammes.} \quad (\text{II.4})$$

Le coefficient Los Angeles est d'autant plus élevé que le granulat est moins bon. La norme (NF P 18-573) préconise un coefficient Los Angeles inférieur à 40%, [43].

Pour notre gravier on a trouvé :

- LA (4/6,3) = 30,25% ;
- LA (6,3/10) = 29,125% ;
- LA (10/16) = 28,75% .

II.4.3.7 Essai de propreté ; (Norme NF P 18-301)

Dans le cas des graviers on lave un échantillon sur le tamis de 500 μm ; c'est le pourcentage de passant à ce tamis qui constitue la teneur en impuretés fines. La norme (NF P 18-301) préconise un pourcentage inférieur à 5%, pour les graviers ;quoique ce taux d'impureté est trop élevé pour certains auteurs; *Dreux.G*, propose qu'on ne doit pas dépasser le 1,5%, [7, 43].

Pour les deux classes de gravier nous avons trouvé:

- Gravier (3/8) : 1,96%
- Gravier (8/15) : 1,57%

Le tableau suivant récapitule les résultats obtenus par les essais effectués sur le granulat :

Tableau 2.6 :Récapitulation des résultats des essais de caractérisation des granulats

Essais	Résultats	Remarques et observations
Equivalant de sable (NF P 18-598)	ES (à vue) = 95% ES (à piston) = 90%	Sable très propre qui convient au béton de qualité à haute résistance, et bétons exceptionnels
Module de finesse (NF P 18-304)	$M_f = 3,05$	Sable à utiliser pour la recherche de résistances élevées, mais on aura en général, une moins bonne ouvrabilité et des risques de ségrégation.
Coefficient d'aplatissement (NF P 18-561)	$A = 28,15\%$	Satisfaisant aux normes.
Essai micro-Deval (NF P 18-572)	MD (4/6,3) = 23,75% MD (6,3/10) = 24,1% MD (10/16) = 23,9%	Bon gravier, convenable selon les normes aux bétons de qualité. (résistants).
Essai Los Angeles (NF P 18-573)	LA (4/6,3) = 30,25% LA (6,3/10) = 29,125% LA (10/16) = 28,75%	Satisfaisants aux normes.
Essai de propreté (NF P 18-301)	Gravier (3/8) : 1,96% Gravier (10/15) : 1,57%	Gravier avec lavage il devient très propre.

II.5 METHODES D'ANALYSE ET D'ESSAIS

II.5.1 Type d'éprouvettes

Les éprouvettes confectionnées sont réparties comme suit :

- **Compositions préliminaires par la méthode de « Dreux-Gorisse » :**

- Vérification de la composition pour 03 coefficients de compacité préliminaire à l'âge de 28 jours : 9 cubes (14x14x14cm) ont été confectionnés.

- **Optimisation de la composition préliminaire à sec :**

Après la vérification de la compacité de la composition préliminaire à sec on a abouti à 6 autres compositions. Un test de résistance a été effectué à 03 jours pour ces dernières. Il nous a fallu alors : 21 cubes.

- **Caractérisation du béton témoin**

-12 cubes (14x14x14 cm) ont été confectionnés pour les essais de compression, et 12 prismes (7x7x28cm) pour les essais de traction par flexion, à l'âge de 3, 7, 28, 90jours.

a- Béton avec ajouts :

Béton avec ajouts broyés à 3 finesses et incorporés en 3 proportions différentes (5%, 12.5%, 20%), il nous a fallu alors:

-168 cubes (14x14x14 cm) pour les essais de compression, et 168 prismes (7x7x28cm) pour les essais de traction par flexion, à l'âge de 3, 7, 28 jours.

b- Béton avec ajouts et plastifiants :

Après l'optimisation de la composition avec ajouts (en teneur et en finesse), nous avons incorporé un plastifiant afin de réduire E/C, il nous a fallu alors:

- 48 cubes (14x14x14 cm) pour les essais de compression à l'âge de 3, 7, 28, 90jours.

- 48 prismes (7x7x28cm) pour les essais de traction par flexion à l'âge de 3, 7, 28, 90jours.

- 10 prismes (7x7x28cm) pour les essais de retrait.

Le nombre total d'éprouvettes qui ont été utilisées dans notre programme expérimental est alors:

-258 éprouvettes cubiques (14x14x14 cm).

-238 éprouvettes prismatiques (7x7x28 cm).

Les essais de compression et de traction ont été effectués à l'âge de 3, 7 et 28 jours et nous avons réalisé des essais à 90 jours pour la composition avec plastifiant.

II.5.2. Confection du béton

II.5.2.1 Formulation d'une composition optimale

Dans son livre "Idées actuelles sur la technologie du béton", R. L'Hermitte, se demande en premier lieu s'il existe une seule formule granulométrique idéale. En effet, l'étude d'une composition de béton consiste presque toujours, à rechercher conjointement deux qualités essentielles : résistance et ouvrabilité. Or ces deux qualités sont étroitement liées l'une à l'autre, mais elles varient en sens inverse.

La recherche simultanée de ces deux qualités pose donc un éternel dilemme dont on ne peut sortir que par des solutions de compromis. De plus, il convient souvent de rechercher d'autres qualités agissant surtout sur la durabilité telles que, étanchéité, résistance à l'usure, ... [7]. C'est pourquoi, il est difficile, pour ne pas dire impossible, d'élaborer une théorie au sens propre et scientifique du terme, permettant de prendre en compte ces nombreux paramètres et d'aboutir à la meilleure composition donnant elle seule le béton présentant toutes les qualités souhaitées.

En se basant sur une longue expérience, et sur une connaissance très riche de la pratique du béton, "Dreux et Gorisse" ont pu élaborer une méthode de composition pratique et simple. Qui est d'une part, le fruit d'une centaine de formules destinées aux différents ouvrages, et d'autre part elle représente la synthèse de plusieurs méthodes basées sur la connaissance préalable d'une courbe granulométrique de référence telle que les méthodes d'Abrams, de Bolomy, de Caquot, de Joisel et Faury, [5, 7].

Dans nos essais préliminaires nous allons procéder par cette méthode, afin de déterminer une composition optimale préliminaire, cette dernière sera optimisée une 2^{ème} fois par une autre étude expérimentale. Dans la section suivante on va exposer les deux étapes d'optimisation :

1^{ère} ETAPE :***Détermination d'une composition par la méthode « Dreux-Gorisse »***

Sur un graphique granulométrique type AFNOR (Semi-logarithmique) on trace une composition granulaire de référence OAB (fig.II.5). Le point B d'ordonnée 100% correspond à la dimension D du plus gros granulat, et le point A sera caractérisé par les coordonnées suivantes :

En abscisse :

Si $D \leq 25\text{mm}$ l'abscisse X_A est $D/2$.

Si $D > 25\text{mm}$ l'abscisse X_A est située au milieu du segment limité par le module 38, (5mm tamis) et le module correspondant à D.

En ordonnée :

$$Y_A = 50 - \sqrt{D} + K \quad (D \text{ en mm}) \quad (\text{II.5})$$

K est un terme correcteur qui dépend du dosage en ciment, de l'efficacité du serrage, de la forme, de granulats, (et c'est surtout le sable).

Pour notre cas nous avons choisi $K = -2$; correspondant à un dosage en ciment de 400 Kg/m^3 et une vibration normale avec plastifiant et puissante sans plastifiant, (voir annexe 1).

La courbe granulaire de référence OAB doit être tracée sur le même graphique que les courbes granulométriques des granulats composants. On trace alors les lignes de partage entre chacun, en joignant le point 95% de la courbe granulaire du premier, au point 5% de la courbe du granulat suivant, et ainsi de suite (figure II.5).

On lira alors sur la courbe de référence au point de croisement avec la ou les droites de partage le pourcentage en volume absolu de chacun de granulat.

Si C est le dosage en ciment, le volume absolu de ciment est :

$$V_c = C / \omega_c \quad (\text{II.6})$$

Où ω_c est la masse spécifique des grains de ciment.

On choisira une valeur convenable du coefficient de compacité γ en fonction de D, de la consistance et de l'efficacité du serrage, (annexe 2), pour qu'on puisse déterminer le volume absolu total soit alors : $V_{\text{total}} = 1000 \gamma$.

$$(\text{II.7})$$

Le volume de granulats seuls (sans ciment) est alors :

$$V_G = 1000\gamma - V_c. \quad (\text{II.8})$$

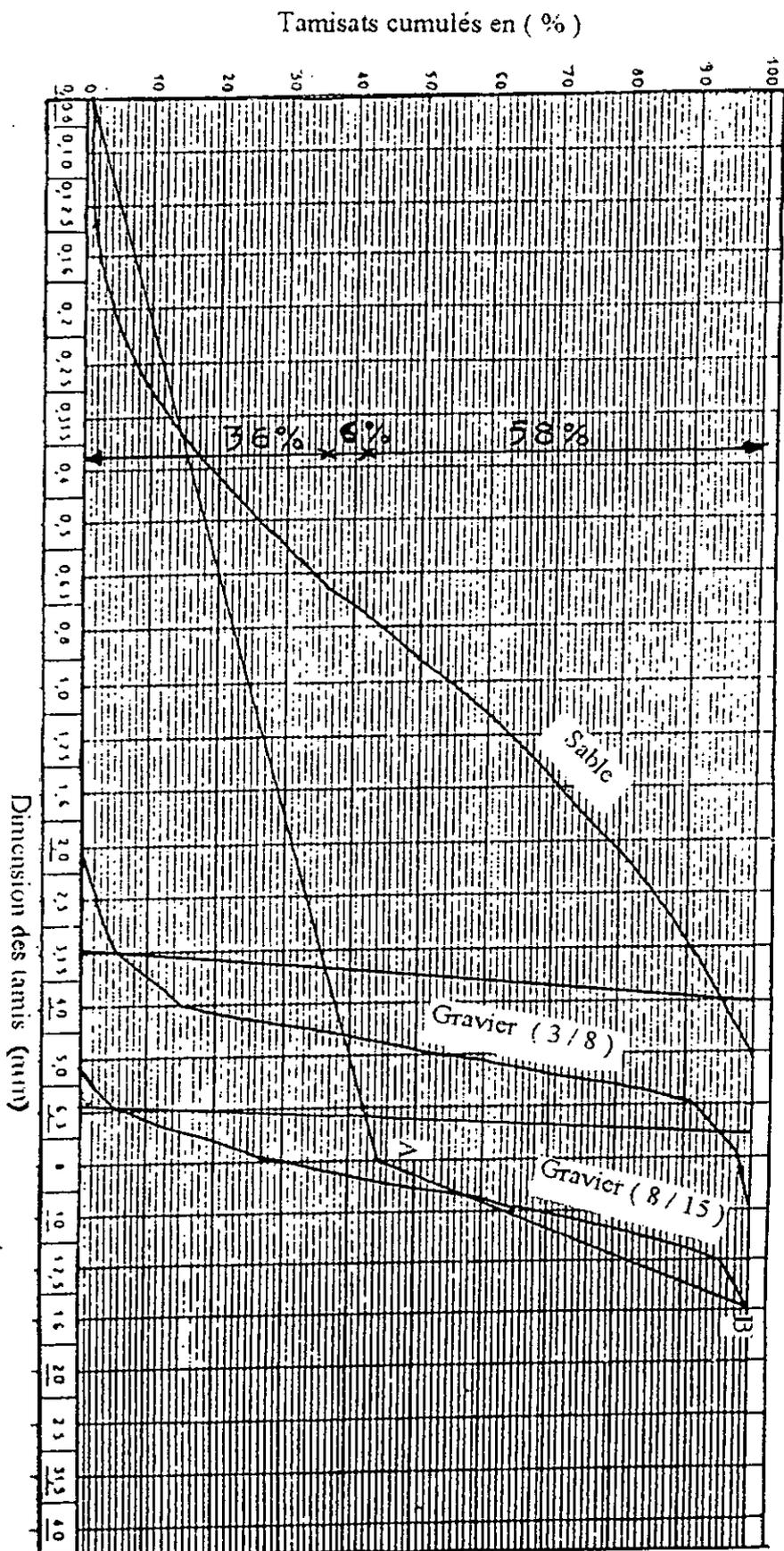


Fig. II.5 : Détermination des proportions granulaires par la méthode de Dreux.

Si g_1 , g_2 et g_3 sont les pourcentages en volume absolu des granulats déterminés à partir de graphique. Les volumes absolus de chacun des granulats sont par suite :

$$\begin{aligned} V_1 &= g_1 V_G \\ V_2 &= g_2 V_G \\ V_3 &= g_3 V_G \end{aligned} \quad (\text{II.9})$$

Si les masses spécifiques de chacun de ces granulats sont ω_1 , ω_2 et ω_3 , les masses de chacun d'eux sont :

$$\begin{aligned} P_1 &= V_1 \omega_1 \\ P_2 &= V_2 \omega_2 \\ P_3 &= V_3 \omega_3 \end{aligned} \quad (\text{II.10})$$

Des corrections et ajustements du dosage seront effectués suivant l'ouvrabilité et la résistance mécanique trouvées, [7].

Pour un coefficient de compacité $\gamma = 0.810$, nous avons abouti à la composition préliminaire suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} - M_{\text{ciment}} = 400 \text{ Kg/m}^3 \\ - M_{\text{sable}} = 643 \text{ Kg/m}^3 \\ - M_{G1}(3/8 \text{ mm}) = 107 \text{ Kg/m}^3 \\ - M_{G2}(8/15 \text{ mm}) = 1035 \text{ Kg/m}^3 \\ - E/C = 0,5. \quad \text{soit } V_E = 200 \text{ litres.} \end{array} \right.$$

2^{ème} ETAPE :

En se basant sur cette composition granulaire on a fait une étude statistique afin de déterminer une composition plus compacte que celle de « Dreux-Gorisse ». Cette étude consiste à varier les trois proportions du sable et de gravier seuls (sans ciment et sans ajouts) pour réduire la porosité du squelette sec.

A partir de cette étude expérimentale six (06) compositions ont été choisies et soumises à un test de résistance mécanique à l'âge de 03 jours.

Les résultats de ces essais sont donnés au tableau suivant :

Tableau II.7 : Résistances à la compression à 03 jours (E/C = 0.5)

Composition	Dosage en matériaux (Kg/m ³)				Dosage en eau (l/ m ³)	R _c à 3 jours en (MPa)
	Sable	Gravier(3/8)	Gravier(8/15)	Ciment		
01	697	89	999	400	200	22.5
02	589	214	981	400	200	23
03	679	89	1017	400	200	23.5
04	607	196	981	400	200	22
05	661	89	1035	400	200	21
06	714	89	981	400	200	21.5
Comp-témoin	643	107	1035	400	200	25

A partir de ces résultats on constate que la composition obtenue directement par la méthode de « Dreux-Gorisse » représente la meilleure composition vis à vis la résistance mécanique.

II.5.2.2 Confection et malaxage

- Le malaxage du béton est effectué selon les règles B. S 4550 Part 3, [44] qui consiste à :
- Placer le sable, le liant (ciment + ajout) et le gravier dans le malaxeur.
 - Malaxer à sec pendant 15 secondes.
 - Ajouter l'eau d'une façon uniforme pendant les 15 secondes qui suivent. Continuer le malaxage durant 180 secondes.
 - Remuer le béton à l'aide d'une truelle pour éviter le phénomène de ségrégation.
 - Directement après le malaxage on passe aux essais sur le béton frais, puis on remplit les moules à raison de deux couches, la vibration du béton moulé a été effectuée sur une table vibrante à raison de 30 secondes la couche.
 - Enfin, araser et lisser la surface du béton à l'aide d'une truelle.
 - Les éprouvettes sont en suite maintenues dans le laboratoire pendant 24 heures, puis conservées dans l'eau à $20 \pm 2^\circ\text{C}$ jusqu'à la date de l'essai.
 - Nous rappelons que le pourcentage d'incorporation des trois ajouts dans le ciment est de : 0, 5, 12.5 et 20 %.

II.6 ESSAIS PHYSICO-MECANIQUES

II.6.1 Essais sur ajouts et ciment

II.6.1.1 classe du ciment

La classe du ciment est mentionnée sur sa fiche technique, mais on l'a vérifié par des essais en laboratoire sur des éprouvettes prismatiques (4x4x16 cm) d'un mortier normalisé, dont la composition est la suivante :

- Sable normalisé3 parties (1350 g).
- Ciment.....1 partie (450 g).
- Eau.....0.4 partie (180 g).

Les essais de compression et de traction par flexion sont effectués à l'âge de 7 et 28 jours. Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau II.8 : Résistance mécanique du ciment déterminée sur mortier normalisé

Age	R _t (MPa)	R _c (MPa)
07 jours	5.70	33.2
28 jours	6.80	47.0

II.6.1.2 Masse volumique absolue du ciment et des ajouts

La méthode utilisée est celle du densimètre Le Chatellier, qui consiste à :

- Remplir le densimètre jusqu'au niveau " 0 " avec du benzène ;
- Y verser une masse (M) de 64 g de l'échantillon ;
- Lire directement le volume (V_{abs}) en cm³.

La masse volumique absolue sera donnée par :

$$\rho_{abs} = \frac{M(g)}{V_{abs}(cm^3)} \quad (g/cm^3) \quad (II.11)$$

II.6.1.3 Surface spécifique de Blaine (SSB), et finesse de mouture (Norme NF P15 - 442)

La surface spécifique est mesurée à l'aide du perméabilimètre de Blaine ; et elle est calculée par l'équation suivante :

$$SSB = \frac{K\sqrt{e^3}\sqrt{t}}{\rho(1-e)\sqrt{\eta}} \quad (II.12)$$

- où :
- K : Constante de l'appareil (K=34.1842).
 - e : Porosité.
 - ρ : Masse volumique absolue en g /cm³.
 - η : Viscosité de l'air à la température de l'essai en poise.
 - t : Temps de passage de l'air dans la couche de la poudre en seconde.

On note qu'on a utilisé les deux méthodes; à porosité constante et à porosité variable pour la détermination de la SSB, et on a pris la moyenne des deux.

La finesse de mouture d'un ajout finement broyé peut être caractérisée aussi par le rapport entre le refus, et la masse initiale tamisée sur un tamis de 80µm. Pour nos ajouts nous avons accepté que les poudres ont une finesse de mouture nulle.

II 6.1.4 Teneur en eau

La mesure de la teneur en eau consiste à :

- Peser une certaine quantité de l'échantillon (P_1) en Kg ;
- Le sécher dans l'étuve à 105°C jusqu'à poids constant (P_2) en Kg.

La teneur en eau est alors donnée par :

$$W = \frac{P_1 - P_2}{P_1} \times 100 \quad (\%) \quad (\text{II.13})$$

II 6.2 Essais sur béton frais

II.6.2.1 Mesure de la consistance (Norme NF P 18.451).

Le contrôle de l'ouvrabilité est effectué grâce à l'essai d'affaissement au cône d'Abrams qui consiste à :

- Remplir le cône en trois couches, tassées avec une tige d'acier pointue de 16 mm de diamètre à raison de 25 coups par couche ;
- Soulever le moule avec précaution et mesurer l'affaissement en cm.

II.6.2.2 Masse volumique du béton frais

Cet essai consiste à :

- Remplir un récipient de volume V en (litre) et de masse M_r en (Kg) d'un échantillon de béton frais, en deux couches tassées par vibration, à raison de 30 secondes par couche.
- Araser et lisser la surface du béton à l'aide d'une truelle ;
- Peser le récipient rempli, soit de masse totale M_t en Kg.

La masse volumique du béton frais sera alors :

$$\rho_{bf} = \frac{M_t - M_r}{V} \quad (\text{Kg /litre}) \quad (\text{II.14})$$

II.6.3 Essais sur béton durci

II.6.3.1 Détermination de la masse volumique du béton durci

Avant d'entamer les essais mécaniques sur le béton durci, une mesure de la masse volumique a été effectuée. La détermination de cette caractéristique est simple :

- On pèse l'éprouvette après nettoyage ; soit de masse M en (Kg)
- Puis on détermine son volume V en (m^3) à partir des mesures précises des longueurs des trois cotés.

La masse volumique sera alors calculée par l'équation suivante :

$$\rho_{bd} = \frac{M}{V} \quad (\text{Kg/m}^3) \quad (\text{II.15})$$

II.6.3.2 Essais de résistance mécanique

A) Essai de compression

L'essai de compression est l'essai le plus connu des essais mécaniques. Il s'effectue sur des éprouvettes cubiques de 14 cm de coté. La presse utilisée est une machine de type « CONTROLS » à double quadrant, ayant une capacité maximale de 2000 KN.

Sa mise en marche s'effectue avec une vitesse de chargement constante de 0.5 MPa par seconde.

La résistance à la compression correspond à la contrainte maximale calculée par la formule

suivante :

$$\sigma_c = \frac{P}{a^2} \quad (\text{II.16})$$

- P : La charge appliquée ;
- a : Le côté de l'éprouvette cubique ($a \times a \times a$).

B) Essai de traction par flexion

Cet essai est réalisé sur des éprouvettes prismatiques ($7 \times 7 \times 28$ cm).

L'essai est effectué sur une machine (SINTCO), d'une capacité de 200 KN, et ayant une vitesse de chargement de 0.1 MPa par seconde.

La résistance à la traction (par flexion) correspond à la contrainte maximale calculée par la formule suivante :

$$\sigma_t = \frac{1.8P}{a^2} \quad (\text{II.17})$$

- P : La charge appliquée ; a : Le coté de l'éprouvette prismatique ($a \times a \times 4a$).

Nous rappelons que le nombre des éprouvettes utilisées est trois pour chaque test mécanique.

C) Etalonnage de la presse

Avant l'exécution des essais d'écrasement, un étalonnage de la machine, s'était imposé, afin qu'on puisse relier les valeurs des charges réelles et les valeurs lues sur les cadrants de la machine.

Cette opération a été effectuée à l'aide d'un capteur inductif d'une capacité de 3000 KN, et d'un pont d'extensométrie de type P-350A.

On place le capteur entre les deux plateaux de la presse, puis on fonctionne la presse, et à chaque fois qu'on charge on lit la valeur correspondant sur le pont. Cette opération nous conduit à tracer la courbe d'étalonnage (ou d'équilibrage) suivante (figure II.6) :

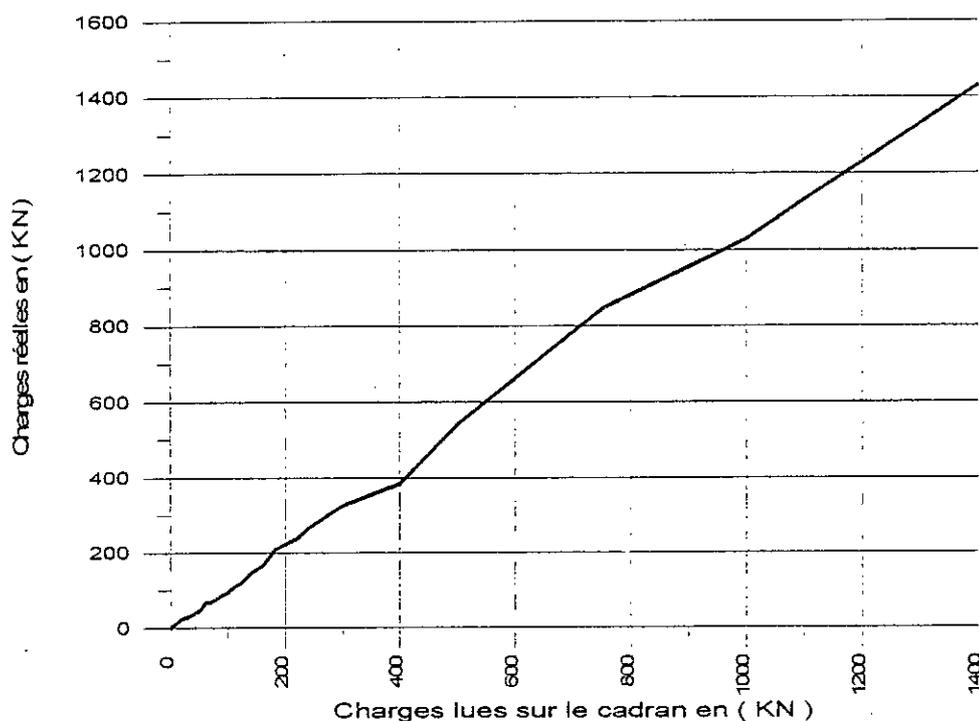


Fig.II.6 : Courbe d'étalonnage de la presse

II.6.3.3 Essai de retrait

Le retrait a été déterminé seulement pour le béton aux ajouts avec plastifiant. Les essais ont été effectués sur des éprouvettes prismatiques (7x7x28 cm), conservées à l'air libre et à la température ambiante du laboratoire ($20 \pm 2^\circ \text{C}$).

II.6.3.4 Module d'élasticité et coefficient de Poisson

Le module d'élasticité statique en compression est déterminé graphiquement, en exploitant la courbe contrainte – déformation.

Le module d'élasticité statique E est la valeur de la pente à l'origine de cette courbe.

Les déformations longitudinales, et transversales sont déterminées à l'aide d'un pont d'extensométrie "P-350 A";

Le montage est réalisé en quart de pont, à deux jauges, et on fait la moyenne des deux lectures. En cas de défaillance d'une des jauges, on pourra avoir au moins une déformation de la deuxième.

Les jauges utilisées sont de type PL-90-11 de 90 mm de longueur, et de 120 Ω de résistance.

Le coefficient de Poisson, qui exprime le rapport de la déformation transversale à la déformation longitudinale est donné par l'expression suivante :

$$\nu = \frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_L} \quad (\text{II.18})$$

Les essais ont été réalisés sur des éprouvettes cubiques (14x14x14 cm) de section de 196 cm².

II.6.3.5 Essai ultrasonique

C'est un essai non destructif très important qui nous permet de détecter –à la fois– plusieurs caractéristiques du béton durci telles que : le degré de compacité, le taux de fissuration, les dommages causés par le gel ou l'écart de température... etc. .

Cet essai consiste à mesurer la vitesse longitudinale du son dans le béton à l'aide d'un appareil comportant une boîte de mesure, et deux têtes (une émettrice et l'autre réceptrice).

Deux méthodes peuvent être utilisées pour mesurer la vitesse du son :

- *Mesure en surface ;*
- *Mesure en transparence.*

Cette dernière présente la meilleure méthode. Elle consiste à presser les deux têtes de mesure sur les deux faces de l'éprouvette, en utilisant une pâte de contact qui facilite la transmission du son. La surface du béton doit être raisonnablement plane et bien nettoyée.

Une fois l'appareil mis en marche, on peut lire le temps de propagation en micro-seconde. La vitesse de propagation est donnée alors par l'équation suivante :

$$V = \frac{S}{t} 10^6 \quad (\text{II.19})$$

- V : vitesse de propagation en m /sec.
- S : distance entre les têtes en (mètre) mesurée avec une précision de 1%.
- t : temps en micro-seconde.

La vitesse dans un béton normal est environ de 4000 à 4800 m/sec.

A partir de cette vitesse on peut déterminer le module d'élasticité dynamique par la relation suivante :

$$E_{\text{dyn}} = \rho \cdot v^2 \frac{(1 + \nu) \cdot (1 - 2 \cdot \nu)}{1 - \nu} \quad (\text{II.20})$$

- ρ : masse volumique du béton en Kg/m³.
- ν : coefficient de Poisson du béton.
- v : vitesse de propagation du son dans le béton en m/sec.

Les essais ultrasoniques ont été effectués sur des éprouvettes prismatiques (7x7x28 cm).

II.7 CONCLUSION

L'analyse chimique des trois ajouts minéraux a montré que ces derniers présentent des caractéristiques satisfaisantes. Ces caractéristiques peuvent être améliorées par l'augmentation de la finesse de ces ajouts.

Le broyage poussé des ajouts nous a permis d'atteindre une SSB d'environ 9000 cm²/g. Cette finesse relativement plus grande que celle du ciment, présente un seuil acceptable pour que les ajouts réagissent comme étant des fillers.

Les essais effectués sur les granulats ont confirmé la bonne qualité de ces derniers et leur conformité à l'élaboration d'un béton de qualité.

Dans le chapitre prochain on va essayer d'exposer les résultats des essais relatifs au béton frais et durci, suivis de quelques discussions et interprétations.

Chapitre Troisième
Résultats et Interprétations

CHAPITRE III

RESULTATS ET INTERPRETATIONS

III.1 INTRODUCTION

Nous allons exposer dans ce chapitre les différents résultats expérimentaux des essais effectués sur le béton frais et durci, suivis par des discussions et des interprétations basées sur la littérature.

Le travail expérimental est structuré en trois parties.

- La première partie concerne l'optimisation de la composition du béton ordinaire de référence.
- La deuxième partie se rapporte à l'incorporation des ajouts minéraux (à différentes teneurs et finesses) dans cette composition et à l'étude de performances mécaniques des bétons, et ce, afin de déterminer les teneurs et les finesses optimales pour chaque ajout.
- Tandis que la troisième partie présente l'étude expérimentale de l'effet d'un adjuvant plastifiant sur cette composition.

III.2 OPTIMISATION DE LA COMPOSITION DU BETON ORDINAIRE

Nous avons exposé précédemment dans la section I.5.1 du premier chapitre la théorie de la porosité minimale de CAQUOT, et nous avons conclu que le problème majeur d'une telle composition de béton, est de trouver un ensemble de proportions des différents composants de sorte que la porosité soit minimale.

La méthode dite « DREUX-GORISSE », est une méthode très pratique, qui est inspirée de la théorie de CAQUOT. Elle représente une synthèse de plusieurs méthodes qui sont toutes basées sur la connaissance préalable d'une courbe granulométrique de référence. Nous avons procédé par cette méthode afin de préparer la composition préliminaire du béton.

III.2.1 Composition préliminaire du béton témoin

Selon les hypothèses que nous avons fixées préalablement, et les caractéristiques souhaitées du béton, et après quelques ajustements, nous avons abouti à la composition granulaire suivante :

Tableau III.1 : Dosage des granulats en volume absolu exprimé en pourcentage

Composant	Sable	Gravier (3/8)	Gravier(8/15)
% (en volume absolu)	36.0	6.0	58.0

A partir de cette répartition, et en nous basant sur un coefficient de compacité très important, nous avons pu déterminer la masse de chaque constituant dans un mètre cube de béton.

Vu l'importante influence de ce coefficient sur la compacité du squelette granulaire du béton, nous avons réalisé trois compositions préliminaires correspondantes à trois coefficients différents, afin de déterminer celle qui donne la meilleure résistance mécanique. Les compositions et les résultats des essais préliminaires sont donnés sur les deux tableaux suivants :

Tableau III.2 :Compositions préliminaires du béton témoin

N° de composition	Dosage en matériaux (Kg/m ³)				Eau (l/m ³)	E / C	G / S
	Sable	Gravier 3/8	Gravier 8/15	Ciment			
Composition 1 ($\gamma = 0.790$)	624	104	1005	400	200	0.5	1.8
Composition 2 ($\gamma = 0.800$)	633	106	1020	400	200	0.5	1.8
Composition 3 ($\gamma = 0.810$)	643	107	1035	400	200	0.5	1.8

Tableau III.3 : Consistances et résistances à la compression des trois compositions

Composition	Affaissement au cône (cm)	Rc (7 j) en MPa	Rc (28 j) en MPa
01	7	34.5	43.5
02	6	38	46
03	5	40	49

D'après ces résultats on remarque que la troisième composition correspondant à ($\gamma = 0.810$), représente la meilleure composition vis-à-vis de la résistance, car elle est la plus compacte.

Pour réduire mieux la compacité, cette composition va être soumise à une série de tests d'optimisation. A partir d'une étude statistique nous avons dérivé dix compositions qui ont toutes la même masse globale en matériaux secs (sable et graviers), mais en proportions différentes. Ces compositions sont testées par un essai simple de porosité afin de choisir expérimentalement la (ou les) composition la plus compacte.

Nous avons donc retenu six compositions (section II.5.2) qui présentent une bonne compacité pour la détermination de leurs résistances mécaniques. Les résistances à la compression de ces six compositions sont illustrées sur le tableau suivant :

Tableau III.4 : Résistances à la compression des six compositions à l'âge de 03 jours

Composition	01	02	03	04	05	06	Béton témoin
Rc(3 jours) en MPa	22.5	23	23.5	22	21	21.5	25

Après cette série d'essais d'optimisation, nous avons constaté que la composition déduite directement de la méthode "DREUX-GORISSE", représente l'optimum vis-à-vis de la résistance.

Cela peut s'expliquer par le fait que le coefficient de compacité " γ " proposé directement par la méthode - suivant des conditions rigoureuses - est plus significatif que celui déterminé par l'expérimentation.

En effet, DREUX et GORISSE, tiennent compte dans leur méthode de plusieurs paramètres pour déterminer le coefficient " γ ", tels que :

- Dimension maximale et forme des granulats.
- Dosage en ciment et en eau.
- Rapport (G/ S).
- Plasticité souhaitée et moyens de serrage.

III.3 ESSAIS SUR BETON AVEC AJOUTS MINERAUX

Dans cette partie nous allons exposer tous les résultats obtenus sur les différentes compositions des bétons aux ajouts, référées tous à la composition témoin, (0 % d'ajout).

Il est utile de signaler que l'incorporation de l'ajout minéral a été faite en fonction du poids du ciment.

III.3.1 Essais sur béton frais

Les principaux essais effectués sur les différentes compositions de béton sont les suivantes :

- L'ouvrabilité (l'affaissement au cône d'ABRAMS).
- La masse volumique.

III.3.1.1 BETON AU LAITIER

A) L'ouvrabilité

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.5 : L'ouvrabilité du béton au laitier, (Eau/liant=0.5)

Affaissement au cône d'ABRAMS (cm)				
Finesse du laitier SSB (cm ² /g)	Teneur en laitier (%)			
	0	5	12.5	20
5000	5	5	5.5	6
7000	5	5.5	6	6
8500	5	5.8	6.2	6.8

B) La masse volumique

Les masses volumiques des différentes compositions du béton frais au laitier sont données par le tableau suivant :

Tableau III.6 : La masse volumique du béton frais au laitier

Masse volumiques en (Kg./m ³)				
Finesse du laitier SSB (cm ² /g)	Teneur en laitier (%)			
	0	5	12.5	20
5000	2380	2390	2400	2400
7000	2380	2390	2400	2400
8500	2380	2390	2400	2400

III.3.1.2 BETON AU TUF

A) L'ouvrabilité

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.7 : L'ouvrabilité du béton au tuf, (Eau / liant = 0.5)

Affaissement au cône d'ABRAMS, (cm)				
Finesse du tuf SSB (cm ² /g)	Teneur en tuf (%)			
	0	5	12.5	20
5000	5	5	4.2	4
7000	5	5	4	3.5

B) La masse volumique

Les masses volumiques des différentes compositions du béton au tuf frais sont représentées sur le tableau suivant :

Tableau III.8 : La masse volumique du béton frais au tuf

Masse volumiques en (Kg /m ³)				
Finesse du tuf SSB (cm ² /g)	Teneur en tuf (%)			
	0	5	12.5	20
5000	2380	2390	2400	2400
7000	2380	2390	2400	2400

III.3.1.3 BETON AUX FINES CALCAIRES

A) L'ouvrabilité

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.9 : L'ouvrabilité du béton au calcaire (Eau/liant=0.5)

Affaissement au cône d'ABRAMS, (cm)				
Finesse du calcaire SSB (cm ² /g)	Teneur en calcaire (%)			
	0	5	12.5	20
5000	5	5	4.3	4
7000	5	5	4	3.5
8500	5	5	3.8	3.2

B) La masse volumique

Les masses volumiques des différentes compositions du béton au calcaire sont données au tableau suivant :

Tableau III.10: La masse volumique du béton frais aux fines calcaires

Masse volumiques en (Kg /m ³)				
Finesse du calcaire SSB (cm ² /g)	Teneur en calcaire (%)			
	0	5	12.5	20
5000	2380	2390	2400	2400
7000	2380	2390	2400	2400
8500	2380	2390	2400	2400

III.3.1.4 DISCUSSION ET INTERPRETATION

Pour un rapport $E / \text{liant} = 0.5$, nous remarquons que l'ouvrabilité du béton au laitier est légèrement plus élevée par rapport à celle du béton témoin, et elle est d'autant meilleure que la teneur en laitier est plus grande.

Cette amélioration est due d'une part, à l'augmentation de la viscosité de la pâte du ciment au laitier, et d'autre part, à la surface caractéristique des particules du laitier qui n'absorbent pas beaucoup d'eau dans la phase initiale d'hydratation.

Par contre l'ouvrabilité des bétons au tuf et aux fines calcaires diminue avec l'augmentation de la teneur en ajout. Ce phénomène peut être interprété par le fait que ces deux ajouts absorbent de l'eau lors du gâchage. Cette absorption augmente avec la finesse, ce qui influe directement sur l'ouvrabilité du béton.

Concernant la masse volumique du béton frais, on remarque qu'elle augmente légèrement avec la teneur et la finesse pour les trois ajouts. Ce qui explique le rôle de remplissage de ces derniers.

En effet, ces trois ajouts ayant des finesses plus grandes que celle du ciment utilisé, s'insèrent dans les vides et les pores capillaires. Ce qui diminue la porosité du squelette du béton, et par conséquent, on aura une amélioration dans la masse volumique du béton frais.

III.3.2 Essais sur béton durci

Les essais effectués sur béton durci sont :

- La masse volumique.
- La résistance mécanique (à la compression et à la traction par flexion).
- Le module d'élasticité (relation contrainte - déformation).

Dans ce qui suit nous allons exposer les résultats de ces essais pour chaque béton. Puis nous allons faire des comparaisons entre les résultats, afin de déterminer l'optimum pour chaque ajout.

III.3.2.1 La masse volumique du béton durci

Les masses volumiques des bétons durcis au laitier, au tuf et aux fines calcaires sont déterminées à 28 jours selon le mode opératoire décrit au paragraphe II.6.3.1.

Les résultats obtenus sont les suivants :

Tableau III.11 : La masse volumique du béton durci au laitier à 28 jours

Masse volumiques en (Kg /m ³)				
Finesse du laitier SSB (cm ² /g)	Teneur en laitier(%)			
	0	5	12.5	20
5000	2460	2460	2470	2480
7000	2460	2460	2473	2485
8500	2460	2460	2475	2490

Tableau III.12: La masse volumique du béton durci au tuf à 28 jours

Masse volumiques en (Kg /m ³)				
Finesse du tuf SSB (cm ² /g)	Teneur en tuf (%)			
	0	5	12.5	20
5000	2460	2460	2470	2475
7000	2460	2460	2475	2480

Tableau III.13: La masse volumique du béton durci aux fines calcaires à 28 jours

Masse volumiques en (Kg /m ³)				
Finesse du calcaire SSB (cm ² /g)	Teneur en calcaire (%)			
	0	5	12.5	20
5000	2460	2460	2470	2473
7000	2460	2460	2475	2477
8500	2460	2460	2480	2482

Discussion et interprétation

Pour les trois bétons avec ajouts on remarque une amélioration de la masse volumique, et elle est d'autant plus grande que la teneur et la finesse de l'ajout sont plus grandes. En effet, la compacité du béton devient plus importante avec le taux d'incorporation d'ajout minéral. Pour la même teneur en ajout, on remarque que la densité du béton augmente avec la finesse, ce qui explique le rôle de remplissage (ou de filler) qui pourrait être joué par les ajouts finement broyés.

III.3.2.2 La résistance à la compression

Nous rappelons que les éprouvettes utilisées sont des cubes de 14 cm de coté, et sont conservées dans de l'eau douce à une température ambiante du laboratoire (20 ± 2 °C) jusqu'à la date de l'essai. Avant chaque essai, les éprouvettes sont essuyées et séchées.

Dans ce qui suit, nous allons examiner séparément l'effet du pourcentage d'incorporation, et de la finesse de l'ajout sur la résistance à la compression, comparé toujours au béton témoin de référence (0 % d'ajout).

Dans cette partie d'essais, nous avons choisi deux âges d'écrasement ; 07 et 28 jours pour toutes les compositions, quoi que des essais à 03 jours ont été effectués sur quelques compositions pour détecter l'effet des ajouts à court terme.

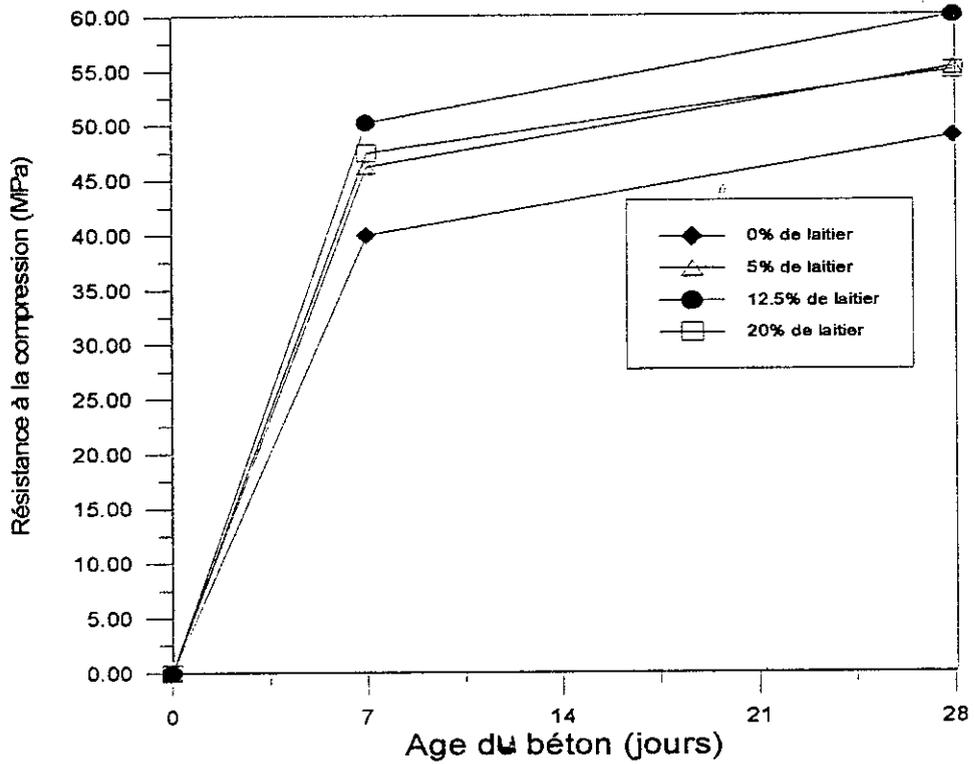
L'objectif visé de cette étape, est l'optimisation du pourcentage et de la finesse des ajouts qui donneront la meilleure résistance.

A) BETON AU LAITIER

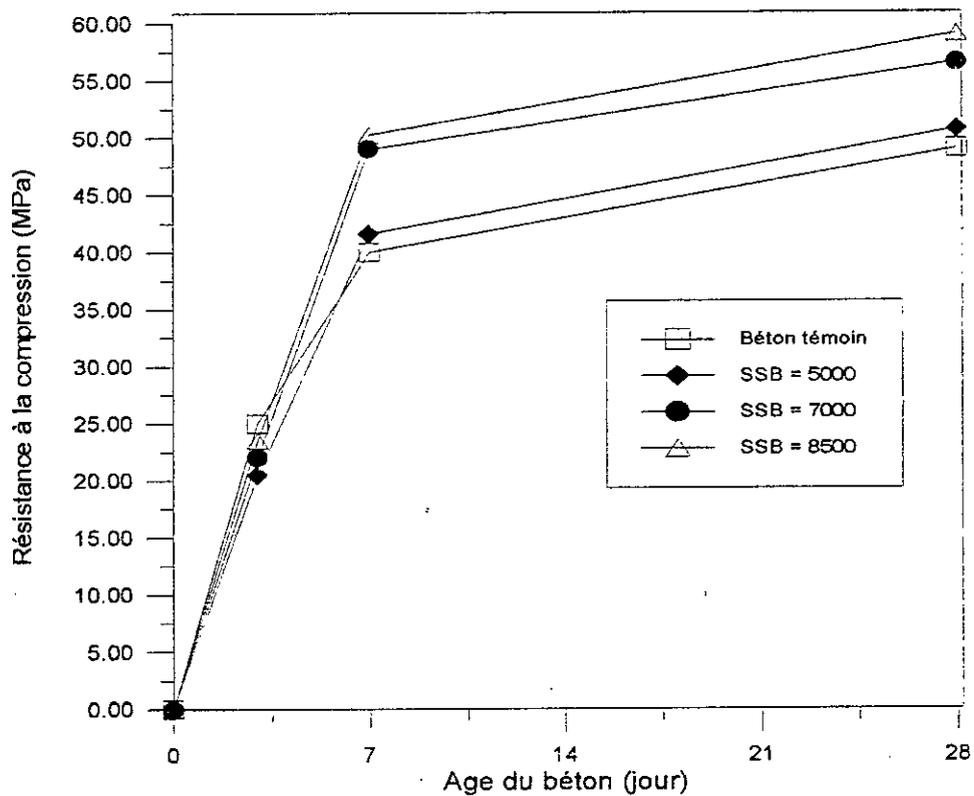
Pour le béton au laitier, nous avons trouvé les résultats suivants :

Tableau III. 14 : Résistances à la compression du béton au laitier

Résistance à la compression (MPa)					
Age (jours)	Finesse du laitier SSB (cm ² /g)	Teneur en laitier (%)			
		0	5	12.5	20
03	5000	25	/	2.5	/
	7000	25	/	22	/
	8500	25	/	23.5	/
07	5000	40	42.35	41.6	38.44
	7000	40	48	49	39.24
	8500	40	48.5	50.25	47.5
28	5000	49	49.65	50.7	32.8
	7000	49	54	56.5	49.5
	8500	49	55.5	59	53



**Fig.III.1 : Résistance à la compression du béton au laitier
(SSB = 8500 cm²/g)**



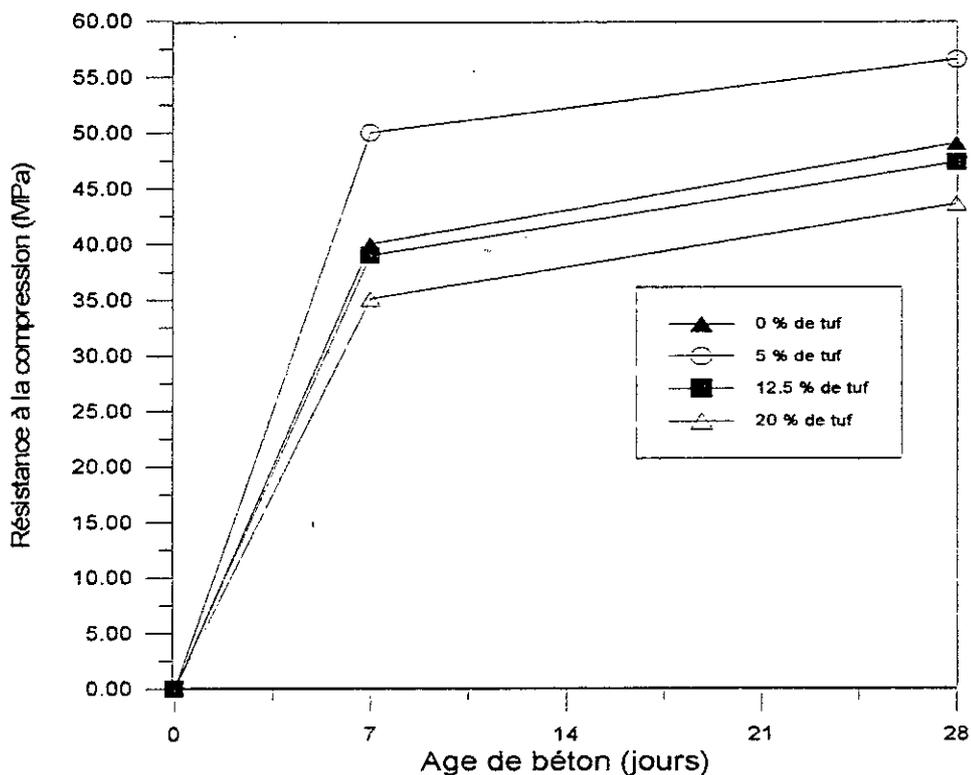
**Fig.III.2 : Résistance à la compression du béton au laitier
(Teneur en laitier = 12.5 %)**

B) BETON AU TUF

Pour le béton au tuf, nous avons trouvé les résultats suivants :

Tableau III. 15: Résistances à la compression du béton au tuf

Résistance à la compression (MPa)					
Age (jours)	Finesse du tuf SSB (cm ² /g)	Teneur en tuf (%)			
		0	5	12.5	20
03	5000	25	20.5	/	/
	7000	25	22.5	/	/
07	5000	40	46	41.4	37
	7000	40	50	42.5	38.2
28	5000	49	52.5	49.5	44
	7000	49	56.5	50.3	45.6



**Fig.III.3 : Résistance à la compression du béton au tuf
(SSB = 7000 cm²/g)**

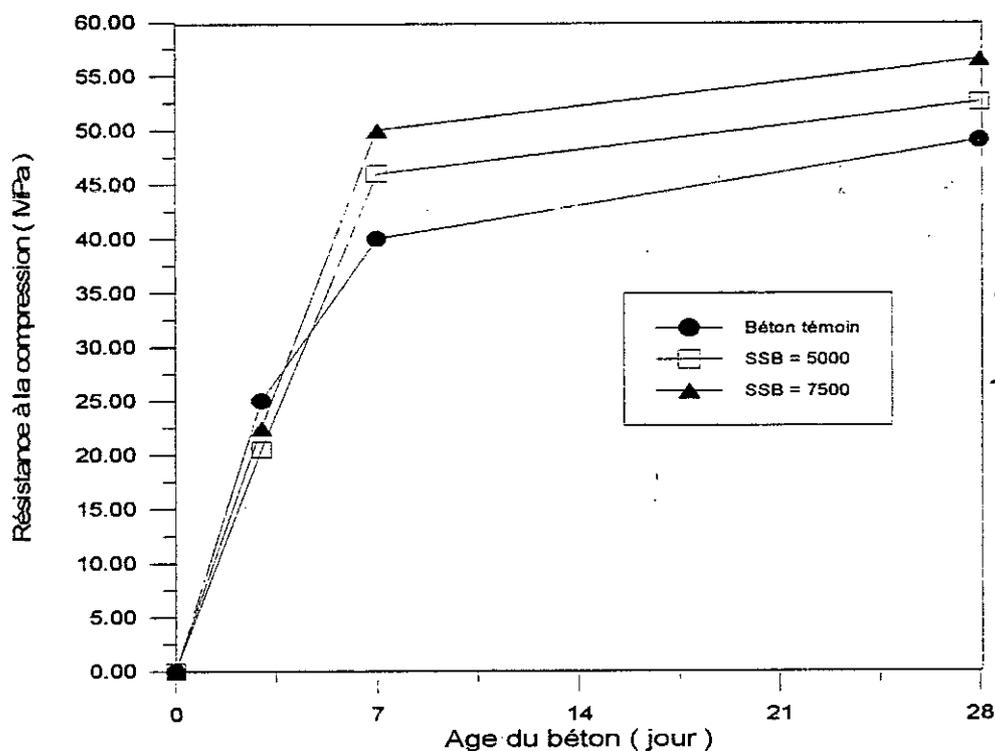


Fig.III.4 : Résistance à la compression du béton au tuf
(Teneur en tuf = 5 %)

C) BETON AUX FINES CALCAIRES

Pour le béton au calcaire, nous avons trouvé les résultats suivants :

Tableau III.16: Résistances à la compression du béton aux fines calcaires

Résistance à la compression (MPa)					
Age (jours)	Finesse du calcaire SSB (cm ² /g)	Teneur en calcaire (%)			
		0	5	12.5	20
03	5000	25	18.3	/	/
	7000	25	21.5	/	/
	8500	25	23.5	/	/
07	5000	40	37	31.4	30.4
	7000	40	38	37.4	34
	8500	40	40.5	38.3	36.4
28	5000	49	43	40.2	39
	7000	49	48	43.6	41.6
	8500	49	50	45.5	42

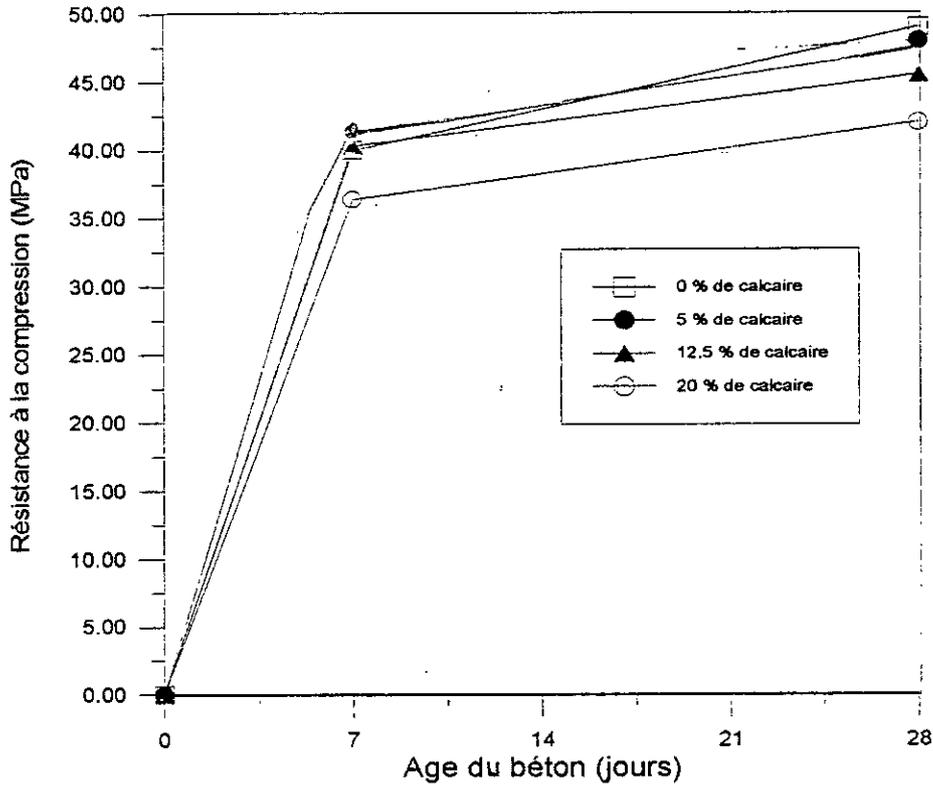


Fig.III.5 : Résistance à la compression du béton aux fines calcaires (SSB = 8500 cm²/g)

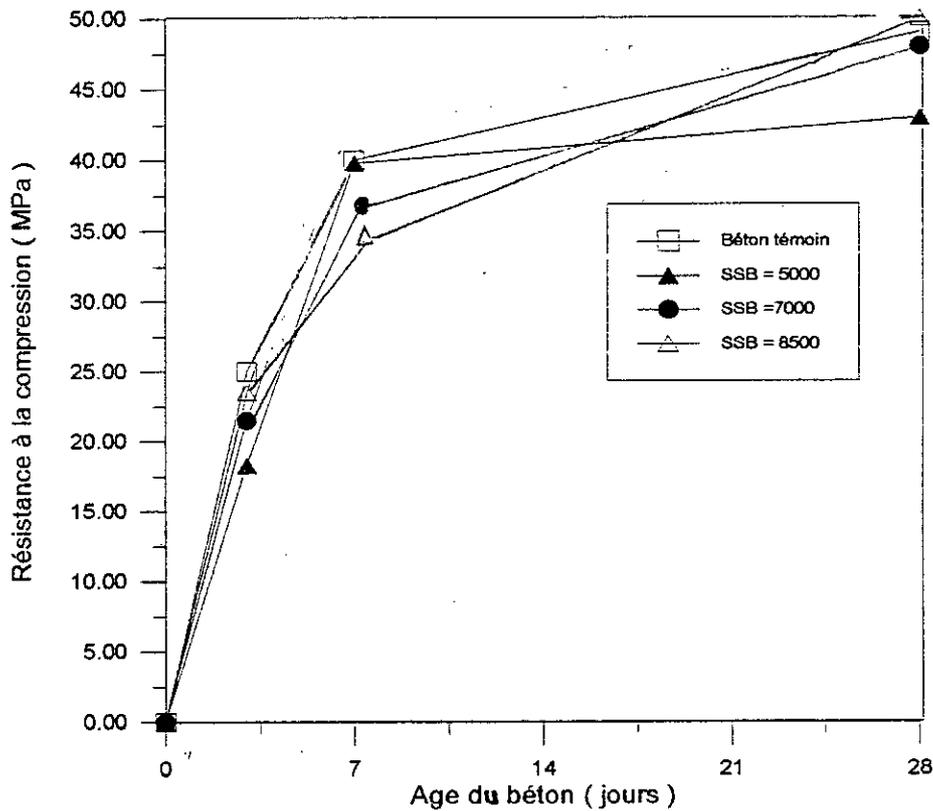


Fig.III.6 : Résistance à la compression du béton aux fines calcaires (Teneur en fines calcaires = 5 %)

D) DISCUSSION ET INTERPRÉTATION

Pour le béton au laitier et au tuf, nous remarquons une augmentation continue de la résistance en fonction de l'âge. Mais à court terme, le béton ordinaire (0 % d'ajout), présente une résistance mécanique supérieure à celle du béton au laitier ou au tuf (figures III.2 et III.4), et à partir de l'âge de 7 jours, l'inverse se produit. Ceci peut s'expliquer par la propriété latente de l'ajout pouzzolanique. En effet au jeune âge les ciments ordinaires s'hydratent en premier lieu en donnant les hydrates C-S-H, et un excès de chaux qui active l'hydratation du laitier et du tuf. La nécessité de la présence de la chaux pour l'hydratation, fait que ces derniers ne réagissent que tardivement (c'est remarquable à partir de l'âge de 7 jours).

Cependant, la cinétique de développement des produits d'hydratation des ciments au laitier est supérieure à celle du ciment sans ajouts, procurant aux bétons au laitier et au tuf, une résistance mécanique plus élevée que celle des bétons ordinaires.

On remarque aussi que la résistance est d'autant plus grande que la finesse est plus grande. Ce qui montre l'influence de la finesse sur l'amélioration du taux d'hydratation de l'ajout qui provoque une croissance de la résistance.

D'autre part, le rôle physique de remplissage qui peut être joué par l'ajout. Il est lié directement à sa finesse. Par conséquent, plus l'ajout est fin, mieux il s'insère dans les pores, ce qui nous donne un béton plus compact et plus résistant ; d'où une augmentation de densité de 25 à 30 Kg/m³ pour le béton durci.

Pour le béton au laitier, on remarque que le pourcentage optimal d'incorporation de laitier est de 12.5 % du poids de ciment, correspondant à un gain en résistance de 10MPa. Pour le tuf et les fines calcaires l'optimum est de 5 %. Des teneurs plus élevées (12.5%, 20%) provoquent une chute de résistance.

On note que ces teneurs ont été vérifiées par des autres valeurs mais qui sont plus proches que les premiers ; en effet, pour les teneurs en tuf et en calcaire, nous avons réduis l'intervalle à 2.5% et 7.5%, et pour le laitier à 10% et 15%, et nous avons constaté que les optima restent toujours les mêmes 5% et 12.5%.

La faible teneur en tuf et en fines calcaires par rapport à celle du laitier, peut être expliquée par le fait que le ciment utilisé renferme déjà du tuf et du calcaire. De plus l'inertie du calcaire influe négativement sur la propriété liante du ciment ce qui provoque une chute

remarquable de la résistance pour des teneurs élevées (12.5% et 20%).

Le tableau suivant récapitule les résultats obtenus pour les compositions optimales de chaque ajout, ainsi que l'amélioration en résistance par rapport au béton témoin exprimée en pourcentage :

Tableau III.17 : Récapitulation des résultats

Ajout	% optimal	SSB optimale (cm ² /g)	Rc _{7j} (MPa)	Amélioration à 7 jours (%)	Rc _{28j} (MPa)	Amélioration à 28 jours (%)
Béton témoin	/	/	40	/	49	/
Laitier	12.5 %	8500	50.7	26.75	59	+ 20.41
Tuf	5 %	7000	50	+25	56.5	+ 15.31
Calcaire	5 %	8500	40.5	+1.25	50	+ 2

III.3.2.3 Résistance à la traction

La résistance à la traction a été déterminée par la méthode dite « traction par flexion », les éprouvettes utilisées sont des prismes (7x7x28 cm), elles sont conservées dans l'eau douce à la température ambiante du laboratoire (20 ± 2° C) jusqu'à l'âge de l'essai.

Les résultats obtenus sont représentés dans les tableaux et sur les figures suivants :

A) BETON AU LAITIER

Tableau III. 18 : Résistances à la traction du béton au laitier

Résistance à la traction (MPa)					
Age (jours)	Finesse du laitier SSB (cm ² /g)	Teneur en laitier (%)			
		0	5	12.5	20
03	5000	3.10	/	2.52	/
	7000	3.10	/	2.68	/
	8500	3.10	/	2.80	/
07	5000	3.60	3.72	3.80	3.70
	7000	3.60	3.85	4.12	3.82
	8500	3.60	3.95	4.25	3.90
28	5000	4.20	4.30	4.38	4.28
	7000	4.20	4.43	4.65	4.40
	8500	4.20	4.48	4.75	4.45

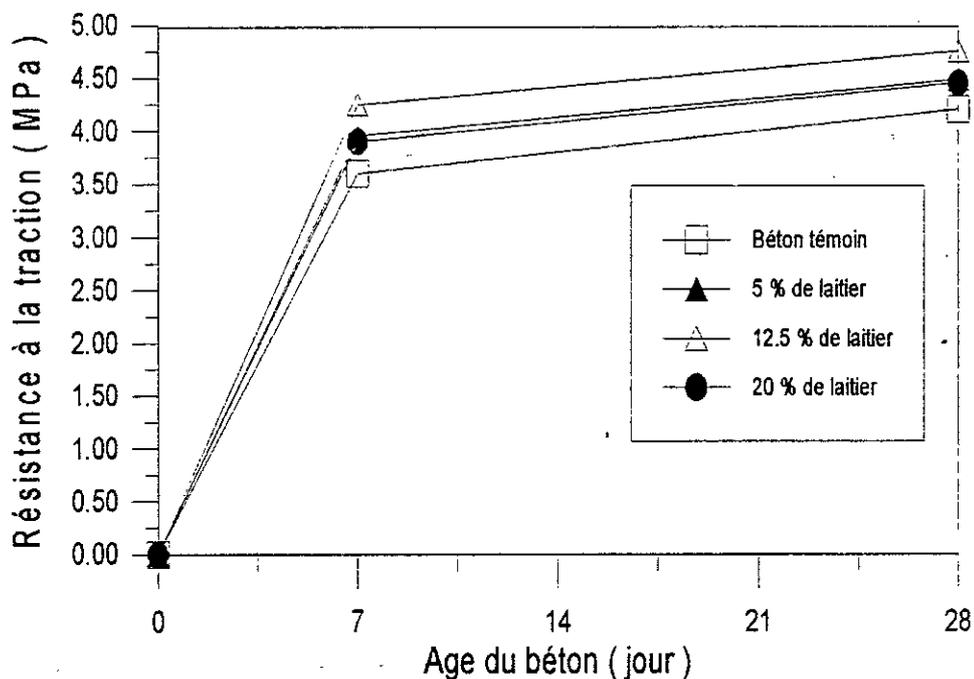


Fig III.7 : Résistance à la traction du béton au laitier (SSB = 8500 cm²/g)

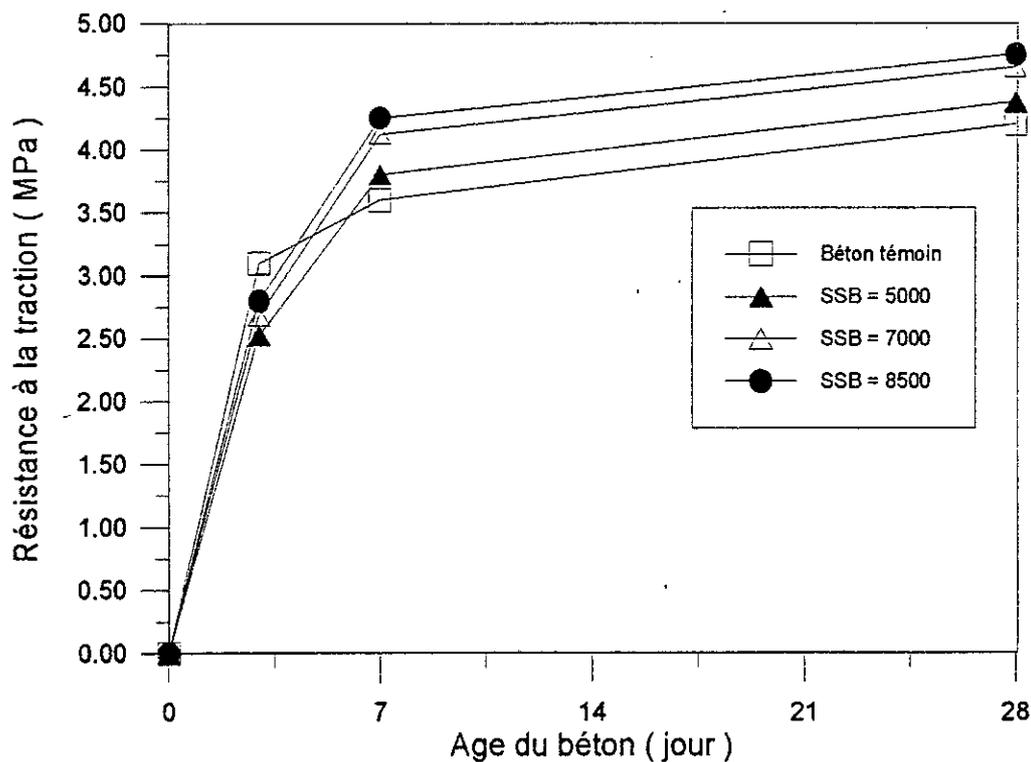


Fig III.8 : Résistance à la traction du béton au laitier à différentes finesses (teneur en laitier = 12.5 %)

B) BETON AU TUF

Tableau III. 19: Résistances à la traction du béton au tuf

Résistance à la traction (MPa)					
Age (jours)	Finesse du tuf SSB (cm ² /g)	Teneur en tuf (%)			
		0	5	12.5	20
03	5000	3.10	2.54	/	/
	7000	3.10	2.72	/	/
07	5000	3.60	3.75	3.5	3.38
	7000	3.60	4.10	3.82	3.56
28	5000	4.20	4.35	4.15	3.95
	7000	4.20	4.65	4.35	4.08

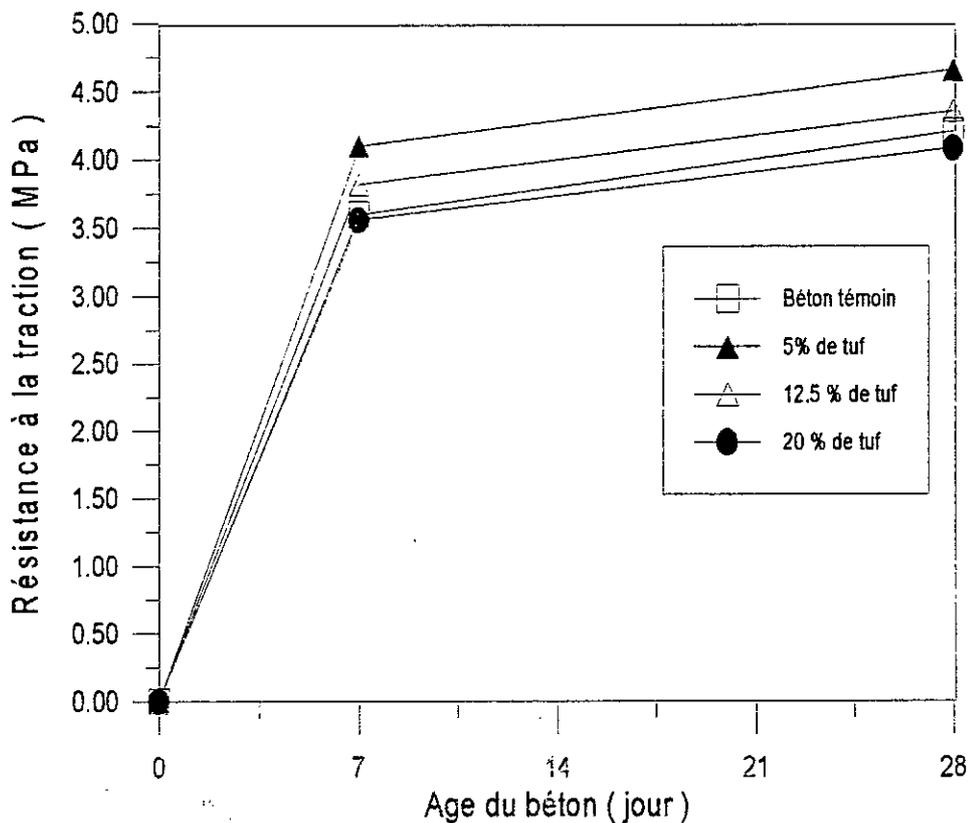


Fig III.9 : Résistance à la traction du béton au tuf (SSB = 7000 cm²/g)

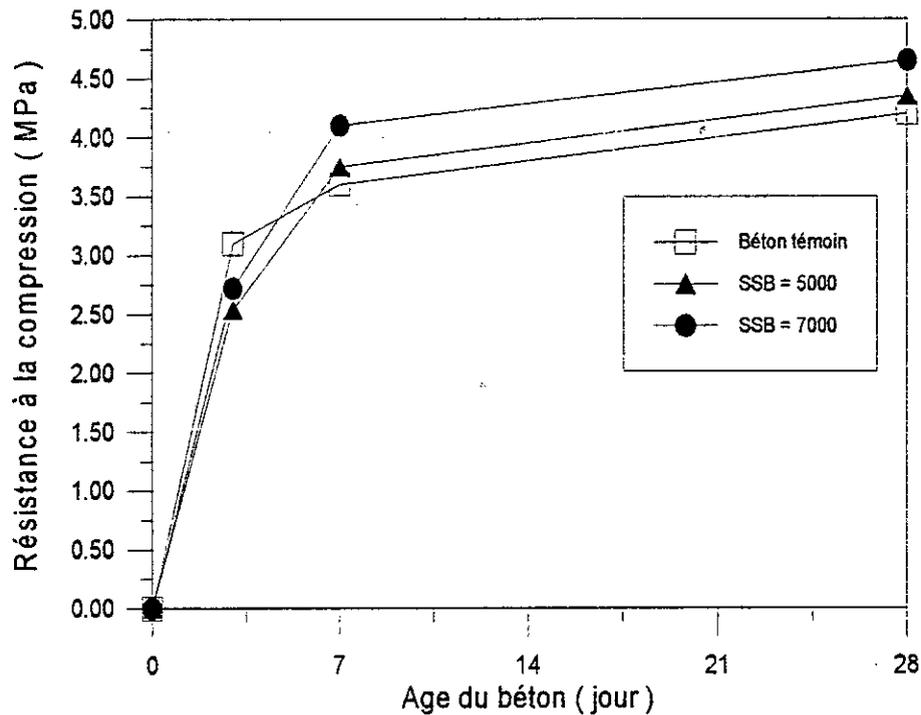


Fig III.10 : Résistance à la traction du béton au tuf à différentes finesses (teneur en tuf = 5%)

C) BETON AUX FINES CALCAIRES

Tableau III. 20 : Résistances à la traction du béton aux fines calcaires

Résistance à la traction (MPa)					
Age (jours)	Finesse du calcaire SSB (cm ² /g)	Teneur en calcaire (%)			
		0	5	12.5	20
03	5000	3.10	2.30	/	/
	7000	3.10	2.45	/	/
	8500	3.10	2.72	/	/
07	5000	3.60	3.20	3.00	2.60
	7000	3.60	3.35	3.18	2.90
	8500	3.60	3.56	3.40	3.12
28	5000	4.20	3.80	3.55	3.07
	7000	4.20	4.00	3.80	3.15
	8500	4.20	4.22	3.95	3.47

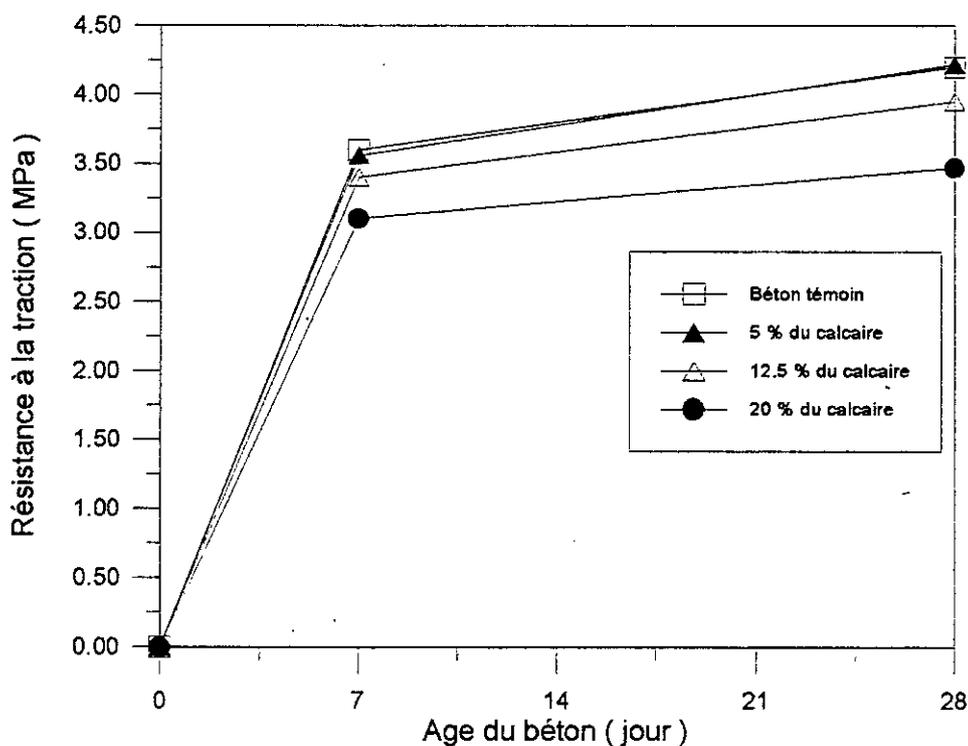


Fig III.11 : Résistance à la traction du béton aux fines calcaires (SSB = 8500 cm²/g)

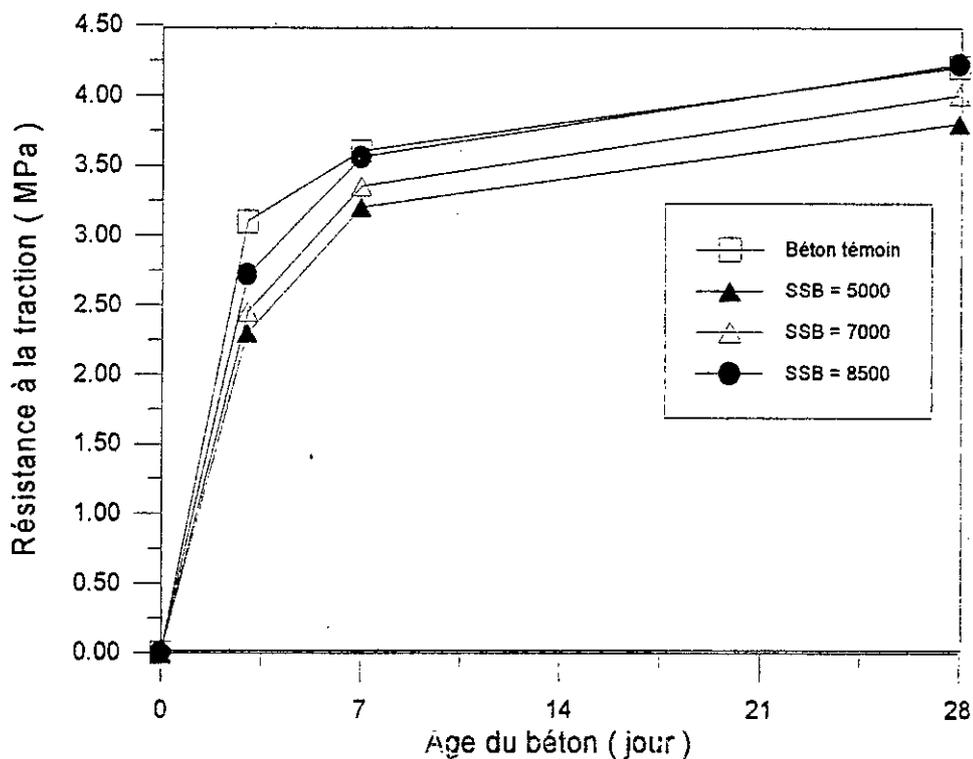


Fig III.12 : Résistance à la traction du béton aux fines calcaires à différentes finesses (teneur en fines calcaires = 5%)

D) DISCUSSION ET INTERPRETATION

On remarque que la variation de la résistance à la traction par flexion a la même tendance que celle à la compression.

A l'âge de 03 jours (jeune âge), le béton ordinaire est toujours le plus résistant, et à partir de l'âge de 07 jours, on remarque que le béton aux ajouts actifs (tuf et laitier), à teneur et à finesse optimales, développe des résistances plus grandes que celle du béton témoin (figures III.8 et III.10).

Pour le béton aux fines calcaires, nous remarquons une diminution de la résistance à la traction avec la croissance de la teneur. Cette chute de résistance est d'autant plus considérable que la finesse est plus petite, et vis versa. Pour une teneur et une finesse optimales (5%, SSB=8500 cm²/g), cette perte de résistance devient nulle (figures III.11 et III.12); ce qui explique l'effet (filler) de ces fines. Ce rôle est d'autant plus remarquable que la finesse est plus grande. La teneur optimale en fines calcaires est toujours 5%, au-delà de cette teneur, ces dernières auront un effet négatif sur la résistance à la traction à cause de leur inertie (ne sont pas actives).

On récapitule les résultats dans le tableau suivant :

Tableau III.21 : Récapitulation des résultats des résistances à la traction

Ajout	% optimal	SSB optimale (cm ² /g)	Rt _{7j} (MPa)	Amélioration à 7 jours (%)	Rt _{28j} (MPa)	Amélioration à 28 jours (%)
Béton témoin	/	/	3.60	/	4.20	/
Laitier	12.5 %	8500	4.25	+18	4.75	+ 13.1
Tuf	5 %	7000	4.10	+13.9	4.65	+ 10.71
calcaire	5 %	8500	3.56	-1.1	4.22	+ 0.5 ≈ 0

III.3.2.4 Module d'élasticité

Le module d'élasticité statique est déterminé à partir de la courbe *contrainte - déformation*, comme il a été décrit au paragraphe II.6.3.3.

Les essais (contrainte - déformation), ont été réalisés sur des éprouvettes cubiques (14x14x14 cm) à l'âge de 7 et 28 jours. Les résultats obtenus sont donnés dans les tableaux et sur les figures suivants :

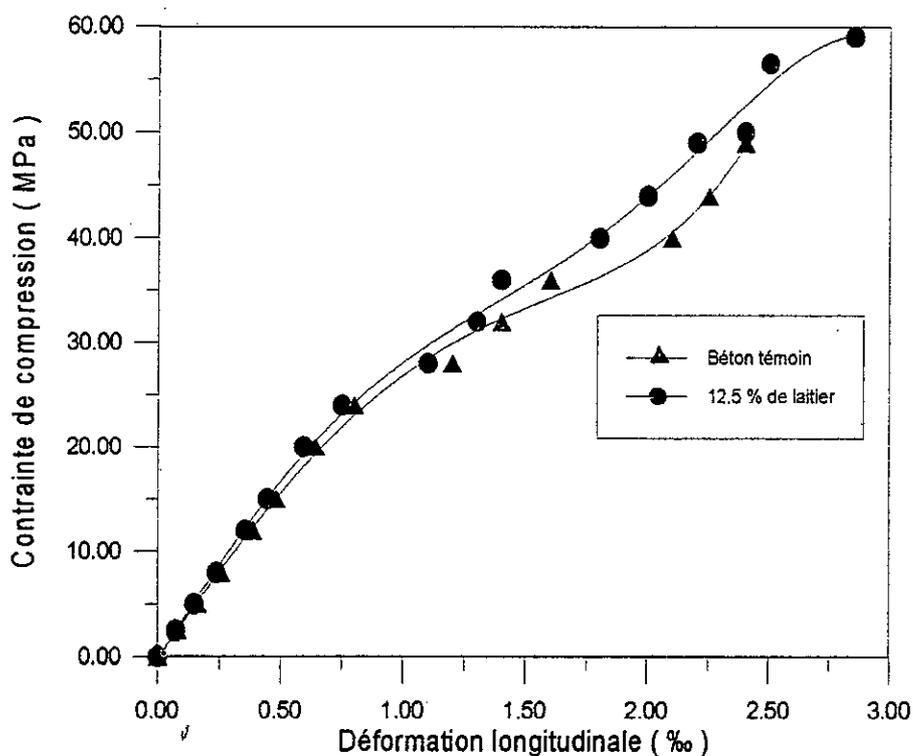
A) BETON AU LAITIER

Tableau III.22 : Module d'élasticité statique du béton au laitier à différentes teneurs (SSB = 8500cm²/g)

Module d'élasticité statique (GPa)				
Age (jour)	Teneur en laitier (%)			
	0 (béton témoin)	5	12.5	20
07	28.90	30.60	31.70	30.90
28	31.20	32.80	33.75	32.35

Tableau III.23 : Module d'élasticité statique du béton au laitier à différentes finesses (teneur en laitier =12.5%)

Module d'élasticité statique (GPa)				
Age (jour)	Finesse du laitier [SSB (cm ² /g)]			
	Béton témoin	5000	7000	8500
07	28.90	29.40	31.25	31.70
28	31.20	31.60	32.92	33.75

Fig III.13 : Relation contrainte – déformation du béton au laitier à l'âge de 28 jours (teneur en laitier =12.5% ; SSB =8500 cm²/ g)

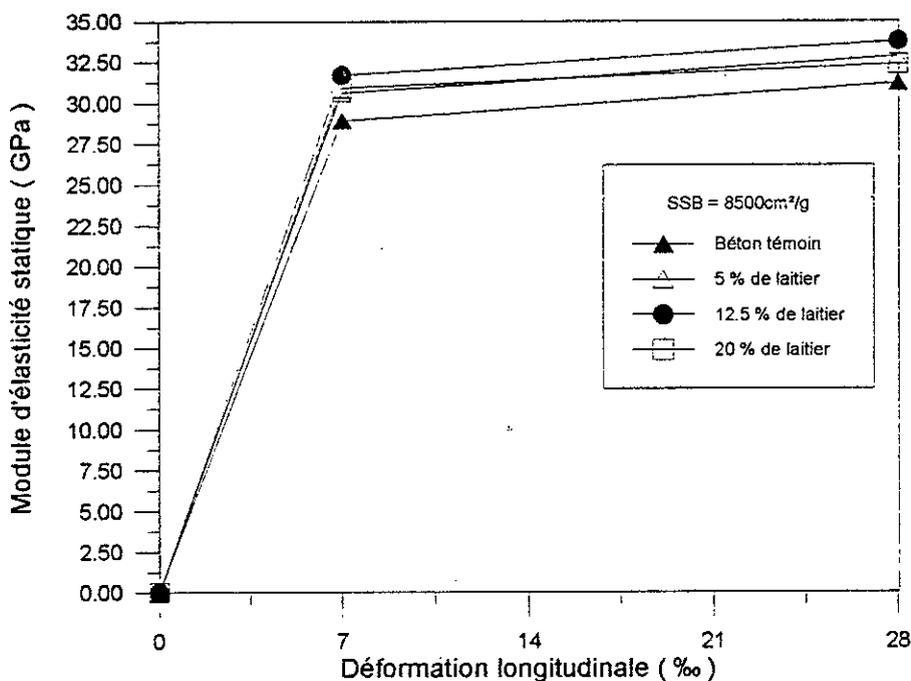


Fig III.14 : Evolution du module d'élasticité du béton au laitier à différentes teneurs avec l'âge (SSB = 8500cm²/g)

B) BETON AU TUF

Tableau III.24 : Module d'élasticité statique du béton au tuf à différentes teneurs (SSB = 7000cm²/g)

Module d'élasticité statique (GPa)				
Age (jour)	Teneur en tuf (%)			
	0 (béton témoin)	5	12.5	20
07	28.90	31.45	28.7	27.7
28	31.20	32.95	30.9	29.85

Tableau III.25 : Module d'élasticité statique du béton au tuf à différentes finesses (teneur en laitier =12.5%)

Module d'élasticité statique (GPa)			
Age (jour)	Finesse du tuf [SSB(cm ² /g)]		
	(béton témoin)	5000	7000
07	28.90	30.50	31.45
28	31.20	32	32.95

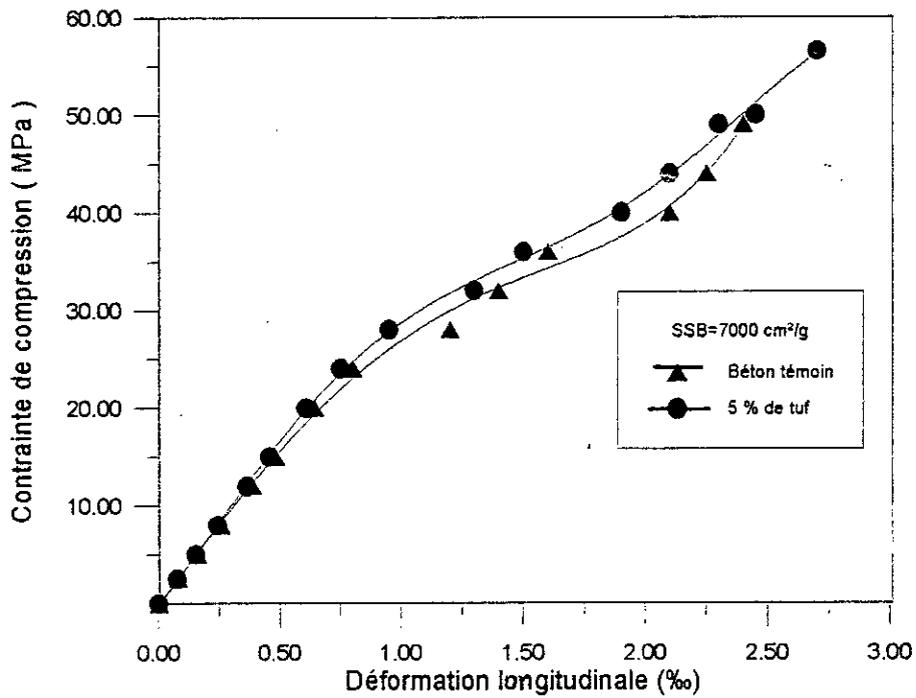


Fig III.15 : Relation contrainte – déformation du béton au tuf à l'âge de 28 jours (teneur en tuf = 5% ; SSB = 7000 cm²/ g)

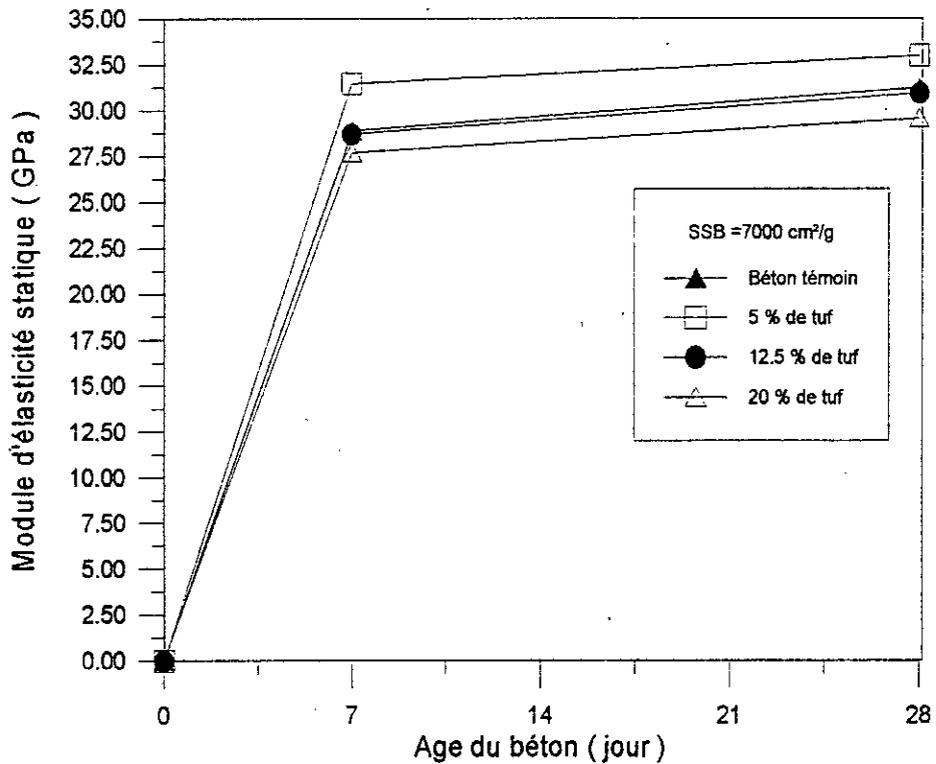


Fig III.16 : Evolution du module d'élasticité du béton au tuf à différentes teneurs avec l'âge (SSB = 7000 cm²/g)

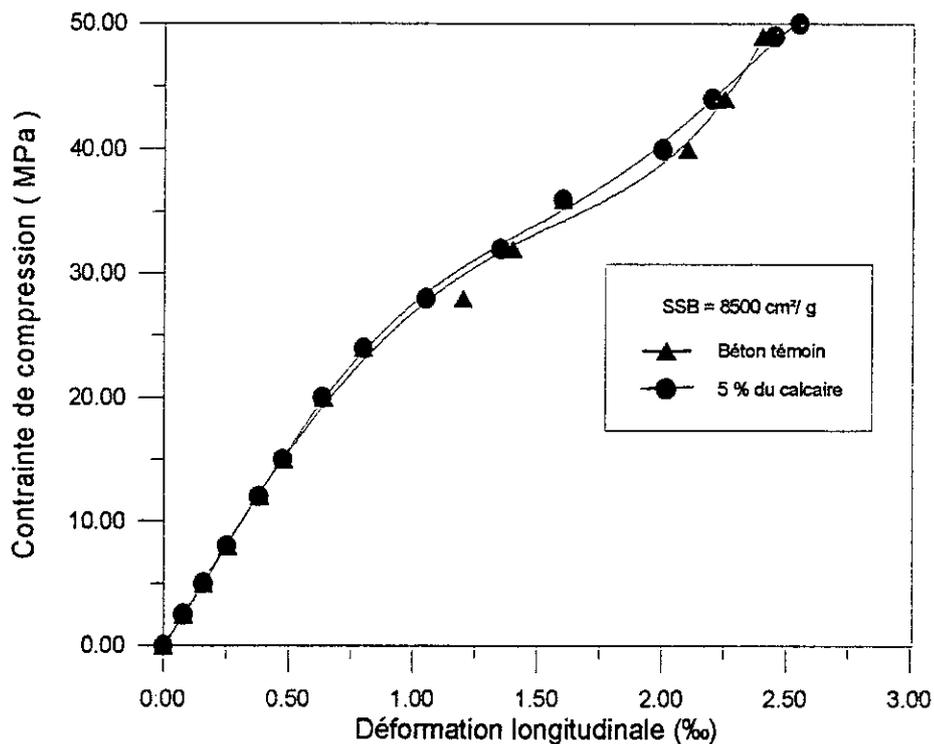
C) BETON AUX FINES CALCAIRES

Tableau III.26 : Module d'élasticité statique du béton aux fines calcaires à différentes teneurs (SSB = 8500cm²/g)

Module d'élasticité statique (GPa)				
Age (jour)	Teneur en fines calcaires (%)			
	0 (béton témoin)	5	12.5	20
07	28.90	28.75	28.50	28
28	31.20	31.50	30.35	29.4

Tableau III.27 : Module d'élasticité statique du béton aux fines calcaires à différentes finesses (teneur en fines calcaires =12.5%)

Module d'élasticité statique (GPa)				
Age (jour)	Finesse du calcaire [SSB (cm ² /g)]			
	Béton témoin	5000	7000	8500
07	28.90	28.20	28.35	28.75
28	31.20	29.6	31	31.50

Fig III.17 : Relation contrainte – déformation du béton aux fines calcaires à l'âge de 28 jours (teneur en fines calcaires = 5% ; SSB =8500 cm²/ g).

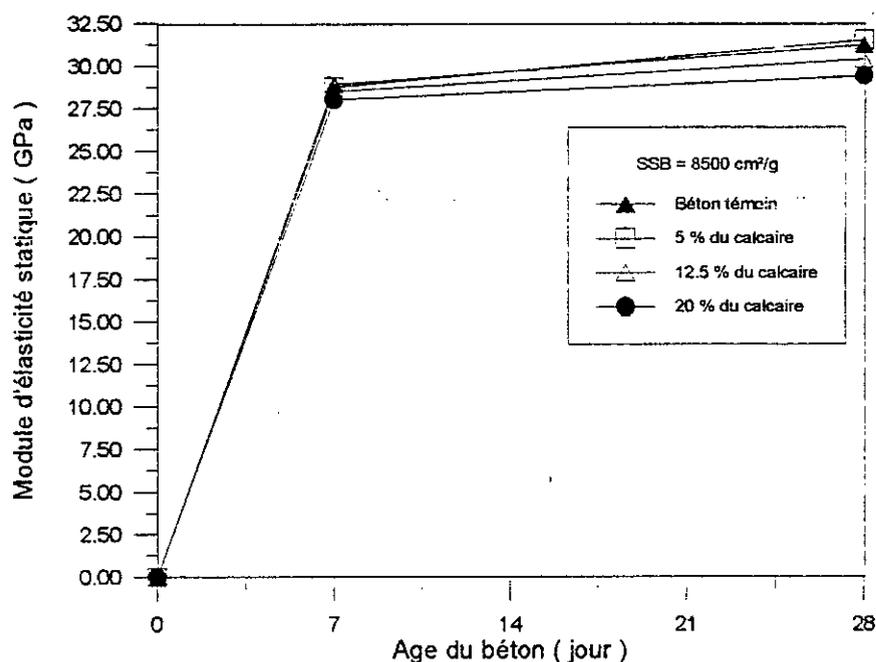


Fig III.18 : Evolution du module d'élasticité du béton aux fines calcaires à différentes teneurs avec l'âge (SSB = 8500cm²/g)

D) DISCUSSION ET INTERPRETATION

D'après les résultats présentés précédemment, on remarque que le module d'élasticité statique varie de la même manière que la résistance mécanique, quoi que son évolution est plus lente que celle de cette dernière.

Cette évolution est remarquable dès l'âge de 07 jours, comme l'indique les figures III.18, III.16, III.14. Les valeurs optimales que nous avons obtenues à 28 jours sont essentiellement avec les deux ajouts actifs ; le laitier et le tuf.

Pour le béton au laitier (teneur = 12.5 %, SSB = 8500 cm² /g), nous avons obtenu un module d'élasticité de 33.75 GPa à 28 jours, soit une augmentation de 8.2 % par rapport à celle du béton ordinaire. Il en est de même pour le béton au tuf (SSB = 7000 cm²/g, teneur = 5 %), pour lequel nous avons obtenu un module de 32.95 GPa, soit une amélioration de 5.60 %.

Cette augmentation, paraît relativement petite par rapport à celle de la résistance mécanique, du fait que le module d'élasticité représente une caractéristique stable du béton durci qui ne varie que sensiblement, même dans le cas des augmentations considérables de la résistance. En effet, toutes les relations de corrélation entre le module d'élasticité et la résistance à la compression, ont donné des expressions du module en fonction de la racine

carrée ou cubique de la résistance, telle que la formule établie par le règlement BAEL, 91 [45]:

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{R_{cj}} \quad (\text{MPa}) \quad (\text{III.1})$$

- E_{ij} le module d'élasticité statique en (MPa) à l'âge (j , jours) ;
- R_{cj} la résistance à la compression à l'âge (j) en (MPa).

d'autre part, P.C. AITCIN, [2], a abouti à la formule de corrélation suivante :

$$E_{ij} = 3320 \cdot \sqrt{R_{cj}} + 6900 \quad (\text{MPa}) \quad (\text{III.2})$$

Où les valeurs sont exprimées en MPa.

Cette dernière formule paraît être la plus convenable pour nos résultats expérimentaux.

Pour le béton aux fines calcaires, nous avons remarqué une stabilité de ce module pour la composition optimale ($SSB = 8500 \text{ cm}^2/\text{g}$ et teneur de 5%), puis à chaque fois qu'on augmente la teneur en ajout ou bien on diminue la finesse, le module de YOUNG décroît en suivant toujours la tendance de la résistance mécanique.

Concernant la ductilité des bétons aux ajouts, nous avons remarqué une amélioration de la déformation, quoi qu'en général le béton est d'autant plus fragile que la résistance est plus grande, [46]. Pour le béton au laitier nous avons obtenu une déformation maximale de 2.85 ‰, ainsi que 2.75 ‰ pour le béton au tuf. La plus petite déformation a été enregistrée pour le béton aux fines calcaires ; c'est 2.55 ‰, soient des augmentations respectives, de 18.85%, 14.6%, 6.25%, en sachant que le béton ordinaire a donné une déformation de l'ordre de 2.40 ‰.

Cette amélioration des déformations pourrait être interprétée par l'effet filer des ajouts qui contribuent à l'élasticité du béton durci.

Tableau III.28 : Récapitulation des résultats

Composition	Teneur en ajout (%)	SSB (cm^2/g)	Est(28j) (GPa)	Amélioration (%)	ϵ (‰)	Amélioration (%)
Béton témoin	0	/	31.20	/	2.40	/
Laitier	12.5	8500	33.75	8.20	2.85	18.85
Tuf	5	7000	32.95	5.60	2.75	14.6
Calcaire	5	8500	31.50	1	2.55	6.25

III.4 ESSAIS SUR BETONS AUX AJOUTS AVEC PLASTIFIANT

Vu l'importance du rapport eau - ciment (E/C) sur les caractéristiques physiques et mécaniques du béton frais et durci (section I.5.4), nous avons essayé dans cette partie de diminuer ce rapport, en introduisant un adjuvant plastifiant.

Dans la 1^{ère} et la 2^{ème} partie, nous avons obtenu – à un rapport E/C constant égal à 0.5 – des améliorations considérables dans les caractéristiques du béton et précisément dans la résistance mécanique.

Ces caractéristiques peuvent être améliorées par l'incorporation d'un plastifiant, dont le rôle principal est la réduction de E/C , sans qu'il y ait des pertes dans l'ouvrabilité.

Dans ce qui suit nous allons exposer les résultats obtenus des différents essais effectués sur le béton frais et durci.

III.4.1 Optimisation du dosage de l'adjuvant plastifiant

III.4.1.1 Présentation de l'adjuvant

Selon la fiche technique l'adjuvant utilisé est un plastifiant réducteur d'eau dit : "Plastiment BV 40 ", il est conforme aux normes (NF P18-336 et NF P18-337). Il a comme rôle :

- L'augmentation de la compacité du béton, qui entraîne une amélioration des résistances mécaniques et de l'imperméabilité.
- Il facilite la mise en place du béton (l'ouvrabilité).

Sa plage normale d'utilisation est fixée par la fiche technique de 0.3 % à 1% du poids du ciment.

III.4.1.2 Optimisation du dosage

Le dosage exact du plastifiant a été déterminé en laboratoire, en procédant à des mesures d'ouvrabilité du béton frais. Pour cela nous avons préparé quelques gâchées à différents dosages de plastifiant, et à différents rapports E/C ; en visant comme but préliminaire, une ouvrabilité acceptable avec un rapport E/C le plus faible.

Le tableau suivant récapitule les résultats de ces essais :

Tableau III.29 : Ouvrabilité des bétons à différents dosages en plastifiant et à différents rapports E/C.

Affaissement au cône d'ABRAMS (cm)			
E/C	Dosage en plastifiant (%)		
	0.50	1	1.50
0.45	4 ~ 5	7 ~ 8	9 ~ 10
0.40	3 ~ 4	6 ~ 7	8 ~ 9
0.35	1 ~ 2	2 ~ 3	4 ~ 5
Observations	Ouvrabilité non Satisfaisante.	Ouvrabilité acceptable.	Ségrégation et retard de prise.

A partir de ces résultats, nous remarquons que :

- Pour un dosage en plastifiant de 0.5%, le béton est un peu ferme, et l'ouvrabilité n'est pas satisfaisante.
- Pour un dosage égal à 1.5%, le béton est ouvrable, mais il y a un problème de ségrégation du béton et un retard remarquable de prise.
- Pour le dosage de 1%, nous sommes toujours dans la plage préconisée par la fiche technique de l'adjuvant, et à un rapport E/C égale à 0.40, l'ouvrabilité apparaît acceptable (6 ~ 7 cm).

On peut conclure alors que le dosage optimal de l'adjuvant est 1% avec un rapport E/C = 0.40. Cette composition est prise comme une référence pour les compositions du béton aux ajouts avec plastifiant.

III.4.2 Essais sur béton frais

Nous avons effectué des essais uniquement sur les compositions optimales pour chaque ajout.

III.4.2.1 L'ouvrabilité et la masse volumique du béton frais

Les résultats obtenus sont donnés sur le tableau suivant :

Tableau III.30 : Ouvrabilité et masse volumique du béton frais aux ajouts

Composition	E /liant	Dosage en Plastifiant (%)	Dosage en ajout minéral (%)	SSB (cm ² /g)	Affaissement (cm)	Densité (Kg/m ³)
Béton Témoin	0.50	0	0	/	5	2380
Béton témoin + plastifiant	0.40	1	0	/	6 ~7	2390
Béton au laitier	0.40	1	12.50	8500	7 ~ 8	2410
Béton au tuf	0.40	1	5	7000	6 ~7	2400
Béton au calcaire	0.40	1	5	8500	6 ~7	2400

III.4.2.2 Discussion et interprétation

On remarque qu'il y a une légère augmentation dans l'ouvrabilité avec l'utilisation du plastifiant. Pour le béton ordinaire, l'affaissement passe de 5 à (6 ~7 cm) avec un rapport E/C = 0.4. Ceci implique un gain d'ouvrabilité, même si le rapport E/C décroît. Cette tendance est la même pour les bétons aux ajouts. Une amélioration plus importante est obtenue pour le béton au laitier, où on a enregistré un affaissement de 7 à 8 cm. Pour les deux autres ajouts, l'ouvrabilité est similaire à celle du béton témoin.

Un autre effet du plastifiant relatif à l'amélioration de la compacité du béton, a été remarqué. Ceci s'explique par l'augmentation (même si elle est légère) de la masse volumique du béton frais.

Pour le béton ordinaire, la masse volumique passe de 2380 Kg/m³ à 2390 Kg/m³, soit une augmentation de 10 Kg/m³. C'est presque la même remarque pour les bétons aux ajouts ; cette amélioration aura évidemment un effet positif sur les caractéristiques mécaniques du béton durci.

On note finalement qu'on n'a pas pu dépasser le dosage préconisé en plastifiant, et on a remarqué qu'un excès au-delà de 1% (du poids de ciment) engendre une ségrégation et un retard de prise du ciment. A 1% de plastifiant, nous avons eu un affaissement de 7 à 8 cm, pour un rapport E/C = 0.40. Ce qui nous apparaît insuffisant pour un béton de chantier. Cette anomalie peut être ajustée par l'utilisation d'un adjuvant plus puissant tel qu'un superplastifiant.

III.4.3 Essais sur béton durci

Les essais effectués sur le béton durci sont :

- 1- La masse volumique.
- 2- La résistance mécanique à la compression et à la traction.
- 3- Le module d'élasticité statique.
- 4- L'essai ultrasonique et le module d'élasticité dynamique.
- 5- Le retrait.

Des essais de résistance mécanique ont été effectués à 90 jours, pour déterminer l'effet des ajouts minéraux à long terme.

Il est utile à mentionner que le béton a été confectionné suivant les compositions optimales (en teneur et en finesse) déjà obtenues en 2^{ème} partie, avec un dosage en plastifiant de 1%, et un rapport (E /liant) de 0.40.

Nous allons adopter dans tout ce qui suit les conventions suivantes :

- **BO /0.5** : Béton ordinaire à un rapport E/C = 0.5.
- **BO +P/0.4** : Béton ordinaire avec plastifiant à un rapport E/C = 0.40.
- **BL + P/0.4 /12.5** : Béton à 12.5% de laitier avec plastifiant et à un rapport E/C =0.40.
- **BT + P/0.4/5** : Béton à 5% de tuf avec plastifiant et à un rapport E/C =0.40.
- **BC + P/0.4/5** : Béton à 5% de calcaire avec plastifiant et à un rapport E/C =0.40.

III.4.3.1 Masse volumique du béton durci

Avant chaque essai mécanique on détermine la masse volumique du béton durci. Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III.31 : Masse volumique des différents bétons durcis à l'âge de 28 jours

Composition	Masse volumique (Kg/m ³)
BO /0.5	2460
BO +P/0.4	2468
BL + P/0.4 /12.5	2480
BT + P/0.4 / 5	2470
BC + P/0.4 /5	2470

Discussion et interprétation

L'effet de l'adjuvant est remarquable sur la masse volumique du béton aux ajouts. Une augmentation de la masse volumique, même si elle n'est pas considérable, pourrait être interprétée par une diminution de la porosité de la structure béton, qui est due à l'effet du plastifiant. Ce dernier, agit par ses propriétés *dispersante et lubrifiante*, entraîne une diminution du volume d'air piégé dans le béton, et le rend plus compact, (voir section I.5.5).

III.4.3.2 Résistance à la compression

On rappelle que les essais de compression ont été effectués sur des éprouvettes cubiques de 14cm de coté, qui ont été conservées dans l'eau douce à la température ambiante du laboratoire ($20 \pm 2^\circ\text{C}$).

Nous allons essayer d'examiner dans ce qui suit, l'effet de l'adjuvant et de la réduction de E/C (ou bien E/Liant) sur la résistance à la compression aux différents âges.

Les résultats obtenus sont récapitulés et présentés dans le tableau et sur les figures suivants :

Tableau III.32 : Résistance à la compression du béton aux ajouts avec plastifiant

Composition	Rc _{3j} (MPa)	Rc _{7j} (MPa)	Rc _{28j} (MPa)	Rc _{90j} (MPa)
BO /0.5	25	40	49	54
BO +P/0.4	30.5	47	54	60.5
BL + P/0.4 /12.5	26.5	52	64	73
BT + P/0.4 / 5	27	52	59	67
BC + P/0.4 /5	30.5	49	55	63

Discussion et interprétation

Nous notons en premier lieu que la résistance à la compression, garde toujours la même tendance d'évolution avec l'âge, même en utilisant un plastifiant. En effet pour les deux ajouts actifs, le laitier et le tuf, la résistance à court terme (03 jours) reste toujours plus faible par rapport à celle du béton témoin adjuvanté (BO +P/0.4). Pour le béton au calcaire avec plastifiant (BC +P/0.4/5), on remarque qu'il a engendré une résistance similaire à celle du béton témoin (30.5 MPa). Ce qui pourrait être expliqué par la contribution des fines calcaires à la cinétique d'hydratation du ciment aux jeunes âges (voir section I.2.3).

A partir du 7^{ème} jour, les ajouts se manifestent en engendrant une amélioration de la résistance qui est plus importante que celle obtenue pour le béton aux ajouts sans plastifiant. Ceci montre l'effet positif du plastifiant et de la réduction de E/C sur la résistance mécanique du béton.

Nous avons obtenu une augmentation de la résistance à la compression de **30.61%**, pour le béton au laitier (BL+P/0.4/12.5), et **20.5%** pour le béton au tuf (BT+P/0.4/5), et **12.24%** pour le béton au calcaire. Ces améliorations sont évaluées à 28 jours, par rapport au béton ordinaire sans ajout minéral et sans plastifiant (BO /0.5).

A long terme (à l'âge de 03 mois), les résistances continuent toujours d'augmenter avec un taux élevé. Cette croissance continue de la résistance peut être interprétée par le fait que les ajouts restent toujours actifs même à des âges avancés. Ce qui influe sur la compacité du béton. A titre d'exemple, le béton au laitier avec plastifiant a eu une résistance à la compression de **73.0 MPa** à 90 jours, soit une augmentation de 35.2 %.

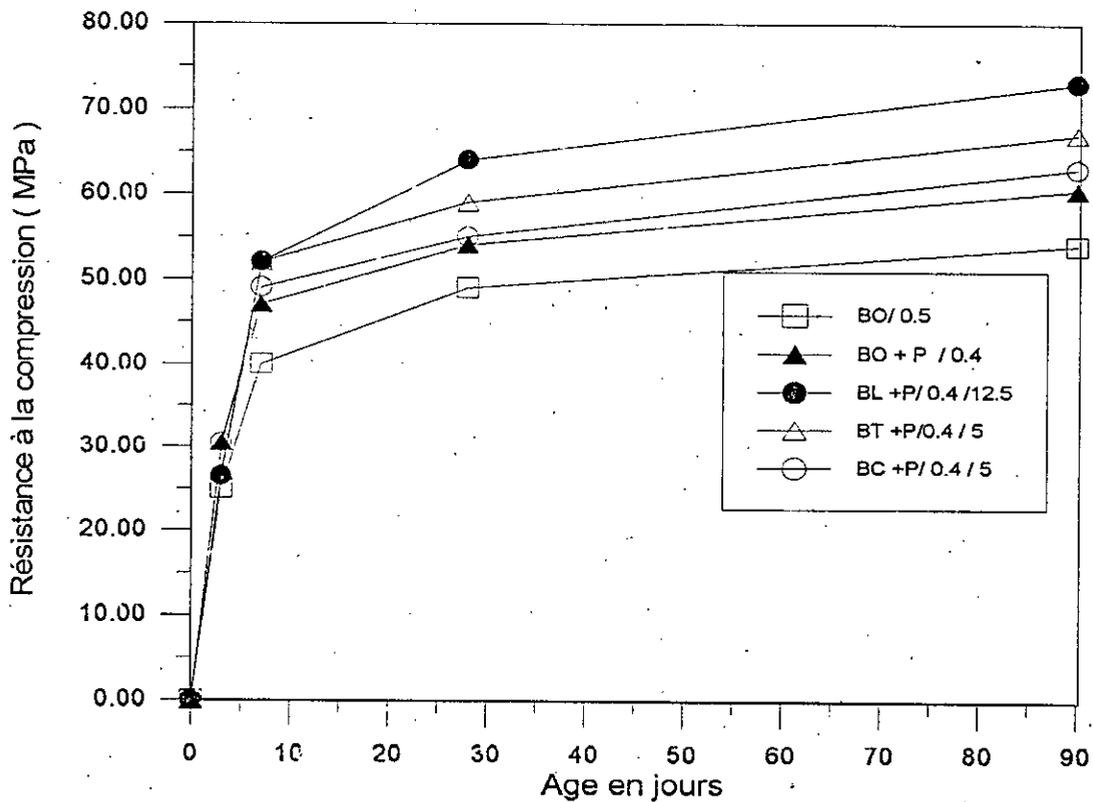


Fig. III.19 :Variation de la résistance à la compression du béton aux ajouts avec plastifiant en fonction de l'âge.

III.4.3.3 Résistance à la traction

La résistance à la traction a été déterminée par la même méthode utilisée précédemment, c'est la traction par flexion sur des éprouvettes prismatiques (7x7x28 cm).

Les résultats sont récapitulés et présentés comme suit :

Tableau III.33 : Résistance à la traction du béton aux ajouts avec plastifiant

Composition	Rt _{3j} (MPa)	Rt _{7j} (MPa)	Rt _{28j} (MPa)	Rt _{90j} (MPa)
BO /0.5	3.20	3.60	4.20	4.42
BO +P/0.4	3.40	3.80	4.35	4.55
BL + P/0.4 /12.5	3.10	4.40	4.90	5.15
BT + P/0.4 / 5	3.15	4.25	4.82	5.05
BC + P/0.4 /5	3.45	3.85	4.40	4.62

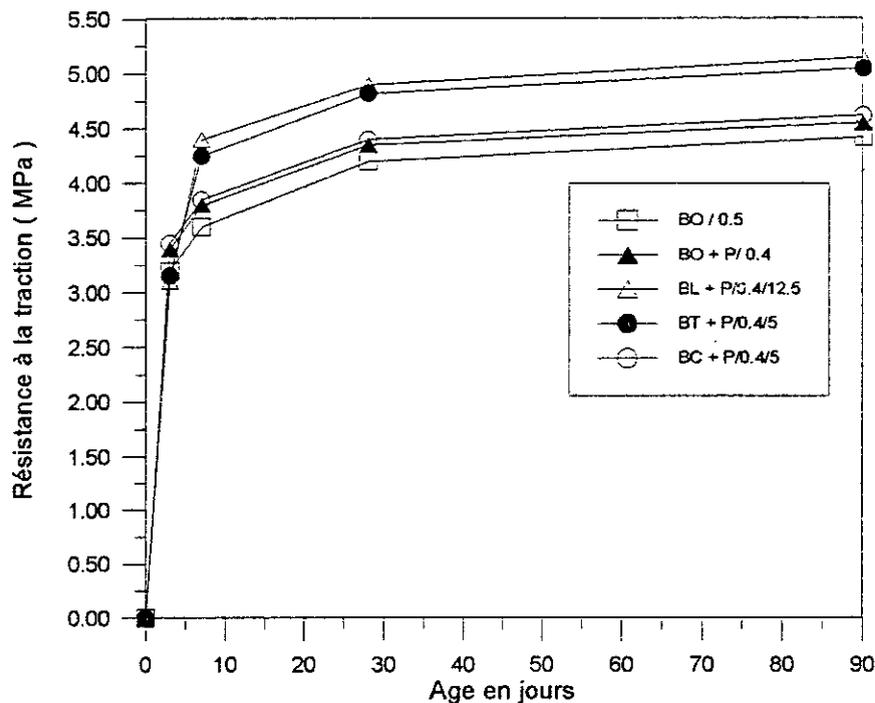


Fig. III.20 : Variation de la résistance à la traction du béton aux ajouts avec plastifiant en fonction de l'âge.

Discussion et interprétation

Nous remarquons que ce n'est pas facile d'atteindre le seuil de 5.0 MPa à 28 jours, même avec la présence du plastifiant. En effet la meilleure résistance à la traction à cet âge, a été obtenue avec le béton au laitier (BL+P/0.4/12.5), et qui est de l'ordre de 4.90 MPa, soit

une amélioration de 17 % par rapport à celle du béton témoin (BO/0.5). Pour le béton au tuf (BT+P/0.4/5), l'augmentation enregistrée est de 15%.

La résistance du béton au calcaire, (BC+P/0.4/5), n'est pas trop changée. En effet, si on la compare avec celle du béton témoin (BO/0.5), on remarque une augmentation de 4.8%.

La variation de la résistance avec l'âge garde toujours la même tendance (figure III.20), et elle reste similaire à celle du béton sans plastifiant. En effet la propriété latente des ajouts actifs est remarquable aux jeunes âges (03 jours). Au-delà de cet âge les ajouts minéraux notamment le laitier et le tuf commencent à se manifester, en engendrant une amélioration de résistance. Tandis que le béton au calcaire reste toujours très proche du béton témoin, quoi qu'il a une légère augmentation à long terme.

L'augmentation de la résistance aussi bien à la traction qu'à la compression à long terme, pourrait être interprétée par le fait que les ajouts minéraux agissent avec l'âge, comme étant des pouzzolanes d'une part, et comme des fines de remplissage d'autre part. Ce rôle combiné engendre une structure plus compacte et plus résistante.

III.4.3.4 Module de YOUNG

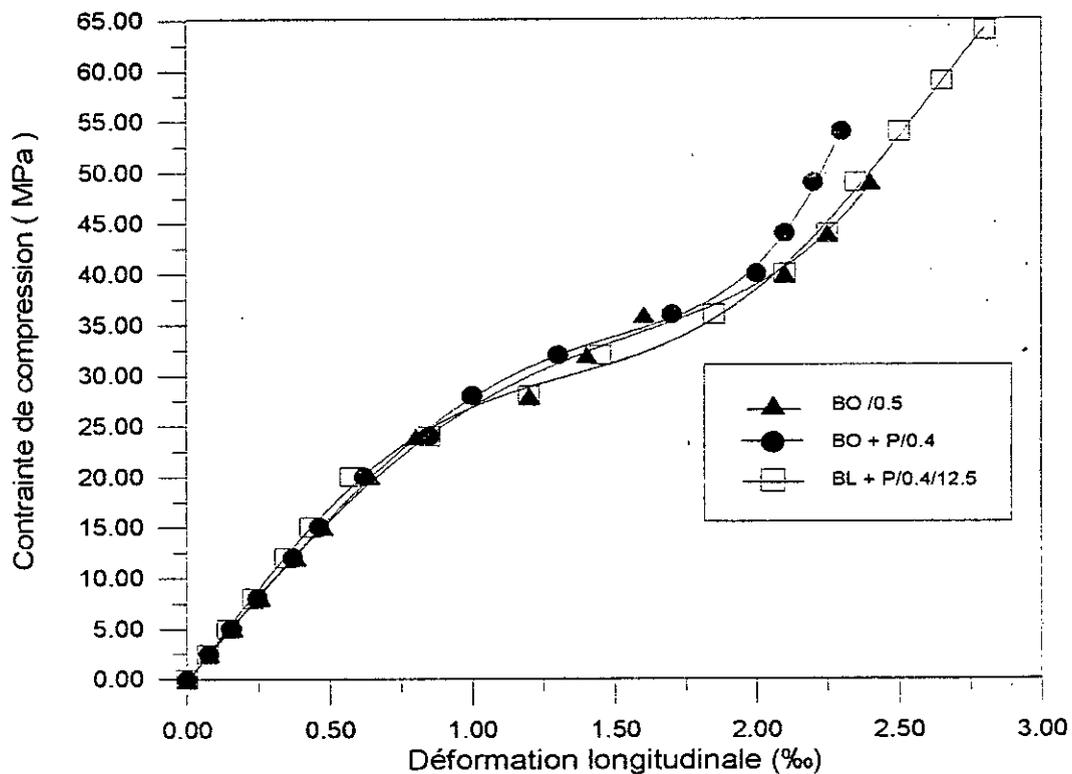
Nous avons essayé dans cette partie de déterminer les deux modules de YOUNG ; statique et dynamique. Pour le premier module, nous avons procédé par la même méthode citée précédemment (section II.6.3.3 et III.3.2.5). Le deuxième a été déterminé à l'aide de l'essai ultrasonique (section II.6.3.4).

A) MODULE D'ELASTICITE STATIQUE

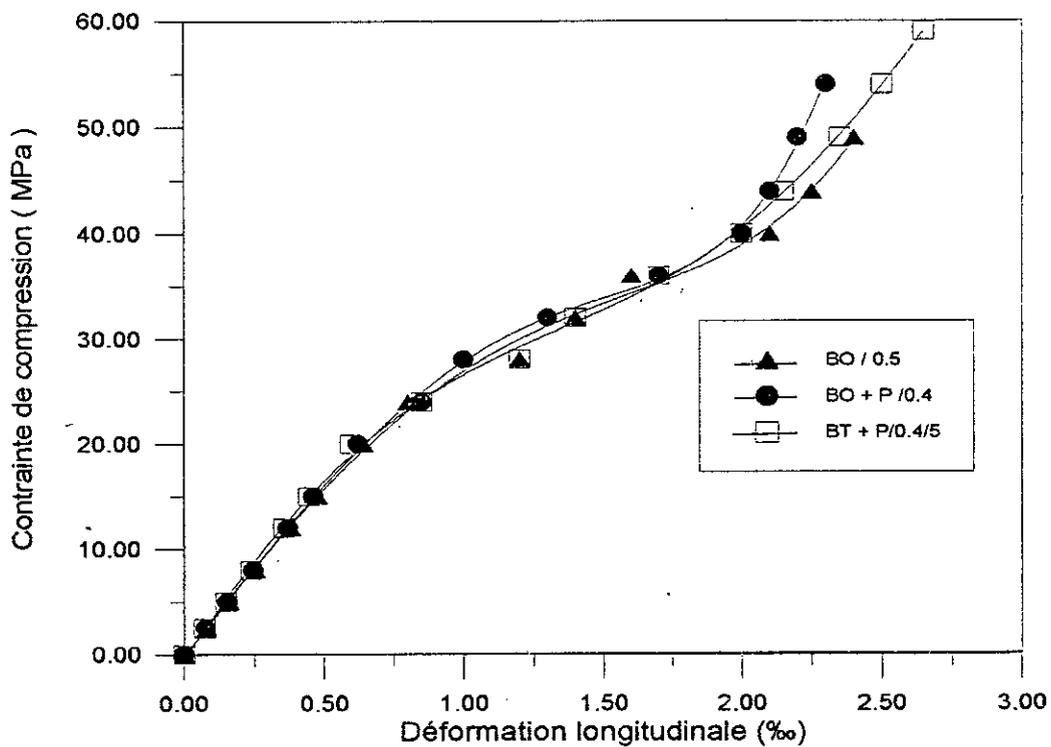
Les résultats obtenus sont représentés comme suit :

Tableau III.34 : Module d'élasticité statique du béton aux ajouts avec plastifiant

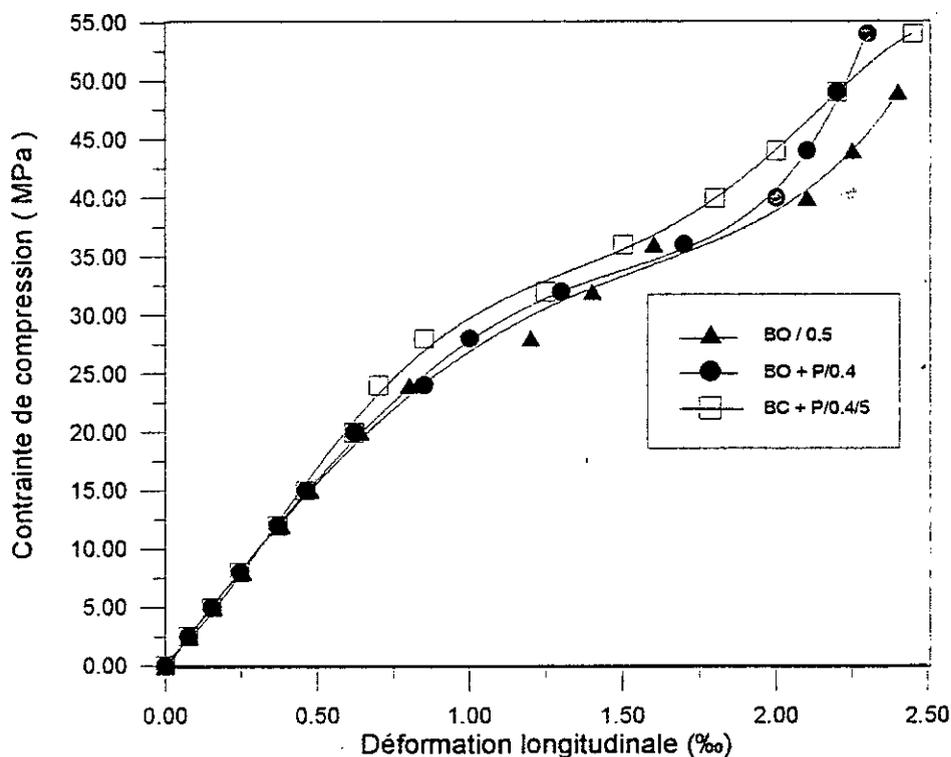
Composition	E_{7j} (GPa)	E_{28j} (GPa)
BO /0.5	29.60	31.90
BO +P/0.4	31.50	33.20
BL + P/0.4 /12.5	32.50	35.55
BT + P/0.4 / 5	33.80	34.35
BC + P/0.4 /5	31.85	33.45



FigIII.21 : Relation contrainte – déformation du béton au laitier avec plastifiant



FigIII.22 : Relation contrainte – déformation du béton au tuf avec plastifiant



FigIII.23 :Relation contrainte – déformation du béton au calcaire avec plastifiant

Discussion et interprétation

Nous avons constaté que l'évolution du module d'élasticité statique du béton aux ajouts avec plastifiant, est analogue à celle du béton sans plastifiant. Quoiqu'il y a une élévation remarquable qui est provoquée par le plastifiant (figure III.24).

Le meilleur résultat à 28 jours, a été obtenu avec le béton au laitier, (BL + P/0.4 /12.5), où on a enregistré un module de 35.55 GPa ; soit une augmentation de 11.45% par rapport au béton témoin sans plastifiant (BO /0.5).

Pour le béton au tuf avec plastifiant (BT + P/0.4 / 5), nous avons enregistré un module de 34.35 GPa, ainsi que 33.45GPa pour l'ajout calcaire (BC + P/0.4 /5).

Concernant les déformations du béton, on remarque une légère diminution (figuresIII.21, 22 ; 23). Ceci peut être interprété par une augmentation sensible de la rigidité avec l'utilisation du plastifiant. En effet, la ductilité du béton est d'autant plus faible que ce dernier est plus résistant.

Mais, l'influence des ajouts minéraux sur la ductilité est toujours positive, notamment pour le cas du laitier, où la déformation longitudinale à 28 jours, est de 2.80 ‰. Soit une élévation de 0.4 ‰. Les déformations de 2.65 ‰, et de 2.5 ‰ ont été obtenues respectivement pour le béton au tuf et le béton au calcaire.

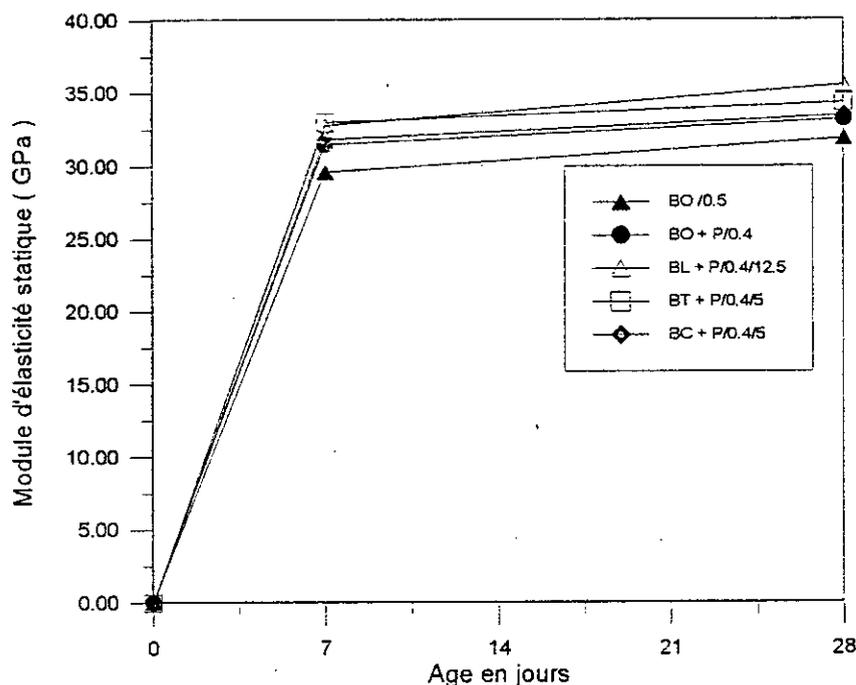


Fig. III.24 : Variation du module d'élasticité statique des différents bétons aux ajouts et plastifiant avec l'âge

B) MODULE D'ELASTICITE DYNAMIQUE

Comme il a été déjà décrit (section II.6.3.5), le module d'élasticité dynamique est déterminé à partir de la vitesse du son à travers le béton, tout en rappelant que les éprouvettes utilisées dans ces essais, sont des prismes (7x7x28 cm).

Les tableaux (III.35, 36) et les figures (III.25, 26) donnent l'évolution de la vitesse du son dans le béton, ainsi que du module d'élasticité dynamique des différentes compositions du béton aux ajouts avec plastifiant.

B.1) Vitesse longitudinale du son

Tableau III.35 : Vitesse longitudinale du son du béton aux ajouts avec plastifiant

Composition	Vitesse longitudinale du son (m/sec)					
	Age (jours)					
	07	14	21	28	60	90
BO/0.5	4240	4280	4310	4320	4340	4360
BO + P/0.4	4365	4385	4400	4420	4465	4480
BL + P/0.4/12.5	4385	4435	4460	4485	4525	4560
BT + P/0.4/5	4360	4430	4445	4460	4490	4510
BC + P/0.4/5	4375	4400	4420	4435	4470	4495

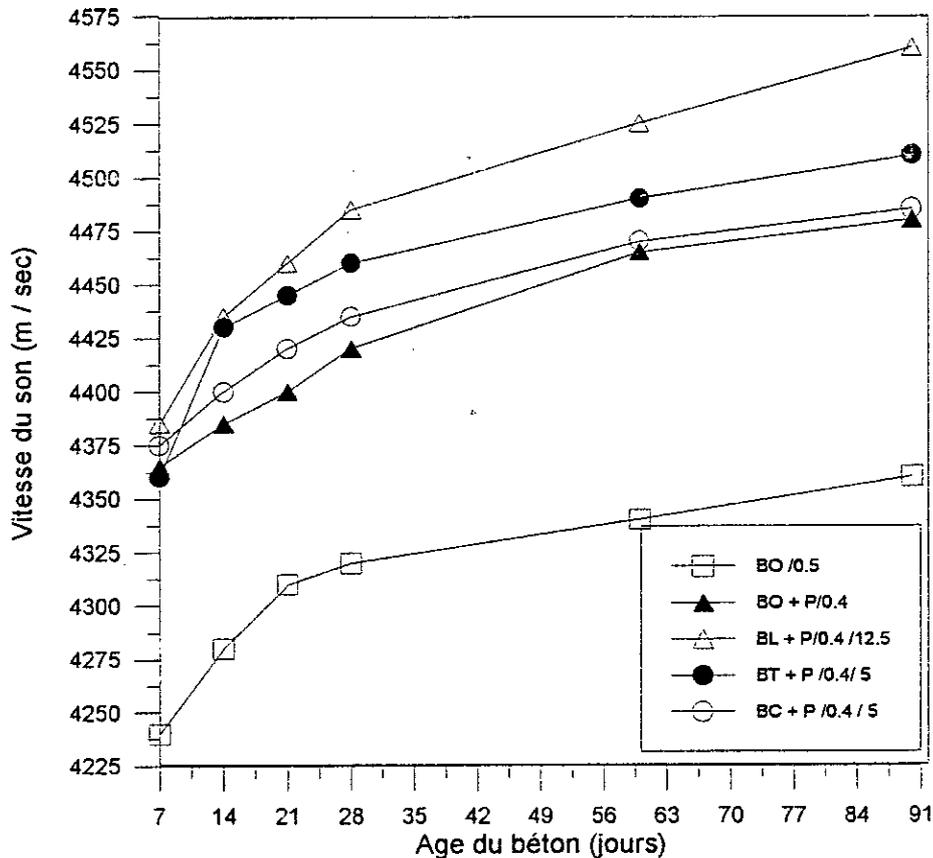


Fig. III. 25:Variation de la vitesse longitudinale du son à travers les différents bétons en fonction de l'âge

Discussion et interprétation

D'après ces résultats, nous remarquons que la vitesse de propagation du son dans le béton, est d'autant plus grande, que ce dernier est plus âgé. Ce qui explique l'évolution de la compacité avec l'âge. Cette évolution de compacité est due, d'une part, à l'effet des ajouts minéraux, qui agissent par leur grande finesse, comme des fillers de remplissage, en provoquant une structure plus compacte. D'autre part cette amélioration de la densité est due à l'effet du plastifiant, et comme il a été déjà expliqué, ce dernier se manifeste comme étant un lubrifiant dispersant, qui facilite l'évacuation des bulles d'air, en réduisant au maximum la porosité.

La plus grande vitesse enregistrée est celle obtenue avec le béton au laitier (BL + P/0.4/12.5), dont la valeur est de 4485 m/sec à l'âge de 28 jours. C'est une vitesse qui est plus au moins élevée par rapport à celle du béton témoin. Les autres bétons (au tuf et au calcaire) ont donné respectivement 4460 m/sec, et 4435 m/sec.

On remarque que les deux bétons aux ajouts actifs (laitier et tuf), présentent des vitesses plus grandes que celles du béton à l'ajout inerte (calcaire). Cette remarque peut être interprétée par le fait que les deux premiers ajouts agissent comme des pouzzolanes et des fillers de remplissage simultanément. Tandis que le deuxième se manifeste comme filler seulement.

La réduction du rapport (E/liant) a, lui aussi, son effet sur la vitesse du son. Ce rapport a une grande influence sur la porosité du béton durci. En effet, pour le béton témoin (BO/0.5), dont le rapport $E/C=0.5$, on a trouvé à 28 jours une vitesse de 4320 m/sec. Tandis que pour le béton avec plastifiant (BO + P/0.4) dont le rapport $E/C = 0.40$, la vitesse est devenue 4420 m/sec, soit une augmentation de 100 m/sec.

B.2) Module d'élasticité dynamique

Les résultats concernant l'évolution du module d'élasticité dynamique en fonction de l'âge sont présentés comme suit :

Tableau III.35 : Evolution du module d'élasticité dynamique avec l'âge.

Composition	07 jours			28 jours		
	Masse vol (Kg/m ³)	Coeff de Poisson	E dyn (GPa)	Masse vol (Kg/m ³)	Coeff de Poisson	Edyn (GPa)
BO / 0.5	2445	0.257	36.10	2460	0.25	38.30
BO + P/ 0.4	2452	0.272	37.20	2468	0.245	40.55
BL + P/0.4 / 12.5	2465	0.26	38.80	2480	0.23	43
BT + P/0.4/ 5	2450	0.257	38.30	2465	0.245	41.20
BC + P/0.4/ 5	2452	0.263	38.10	2465	0.255	40

Discussion et interprétation

Un examen de la courbe ci-dessous (figure III.26), nous montre que l'évolution du module d'élasticité dynamique est proportionnelle à l'âge, et elle est analogue à celle de la résistance mécanique, et celle du module d'élasticité statique.

Nous avons alors constaté, que le béton au laitier avec plastifiant (BL + P/0.4 / 12.5), présente toujours le module dynamique le plus élevé, suivi du béton au tuf (BT + P/0.4/ 5). Le béton au calcaire (BC + P/0.4/ 5), a enregistré, lui aussi, une amélioration plus au moins remarquable, par rapport à celles obtenues pour d'autres caractéristiques telle que la résistance mécanique.

densification du béton avec l'âge. Ce rôle, en plus de son importance par rapport à la résistance, il aura aussi son effet estimable sur la durabilité. Tout en remarquant que l'augmentation du module, est associée à une augmentation de la densité (tableau III.35).

III.4.3.5 Le retrait

Les essais de retrait, ont été effectués sur des éprouvettes prismatiques (7x7x28 cm), conservées à l'air libre et à la température ambiante du laboratoire ($20 \pm 2^\circ \text{C}$). Les résultats obtenus à l'âge de 28 jours, sont donnés au tableau III.36. La figure III.27 donne l'évolution du retrait avec l'âge jusqu'au 28^{ème} jour.

Tableau III.36 : Retraits des différents bétons aux ajouts avec plastifiant à 28 jours

Composition	BO/0.5	BO + P/0.4	BL + P/0.4/12.5	BT + P/0.4/ 5	BC + P/0.4/ 5
Retrait ($\mu\text{m/m}$)	400	330	370	340	350

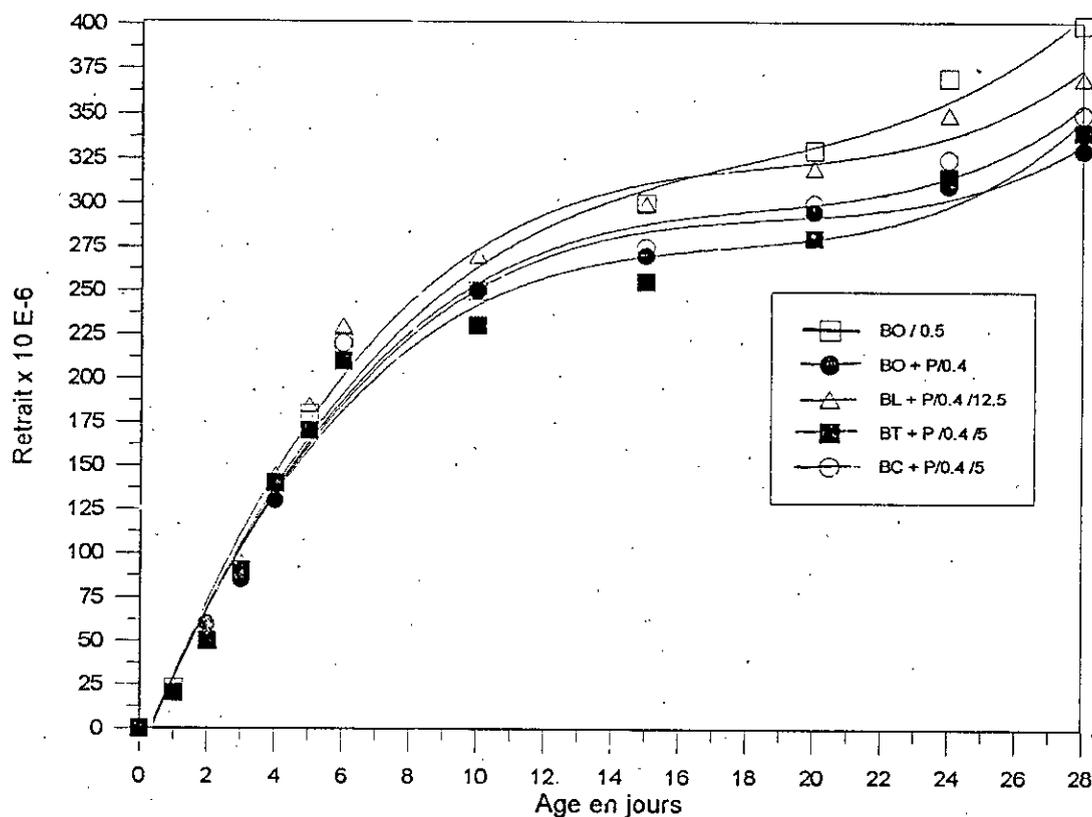


Fig.III.27 : Evolution du retrait du béton aux ajouts avec plastifiant avec l'âge.

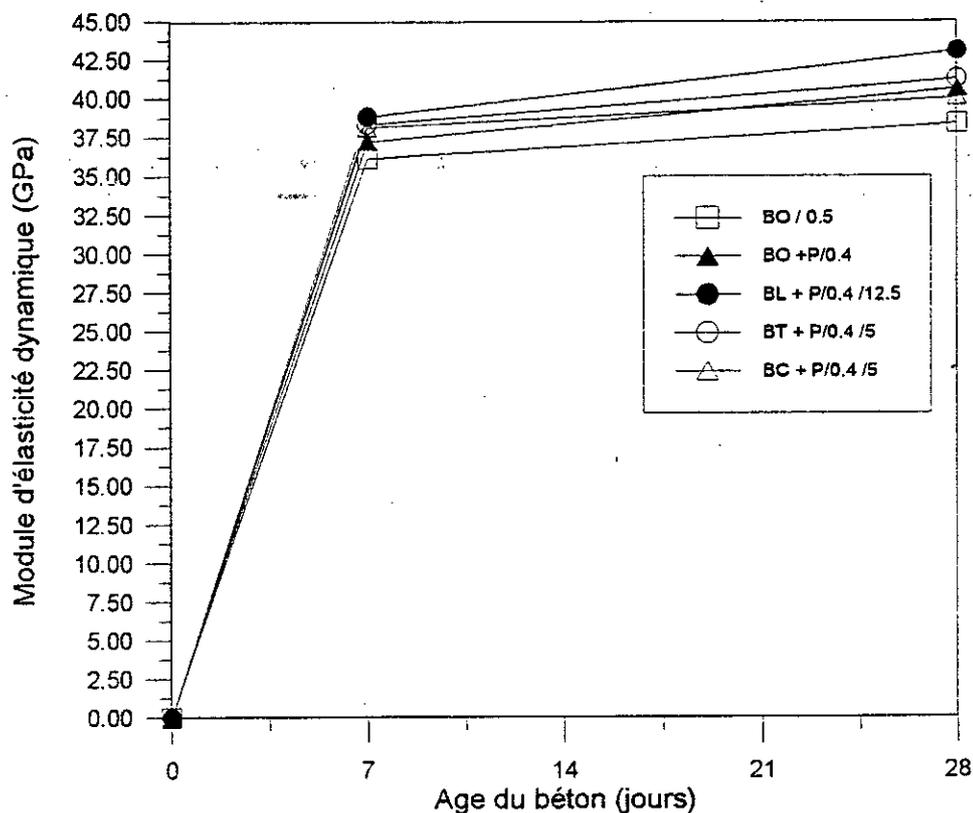


Fig. III.26 : Evolution du module d'élasticité dynamique des différents bétons avec l'âge

L'effet des ajouts minéraux sur l'évolution du module dynamique est significatif. Par conséquent, on remarque que le béton renfermant un ajout, présente toujours un module supérieur à celui du béton témoin.

Le plastifiant a joué, lui aussi, son rôle de densification du squelette béton. Ce qui explique l'augmentation sensible du module dynamique du béton avec plastifiant par rapport à celui du béton témoin (BO/0.5).

On note que les modules d'élasticité dynamiques sont tous élevés par rapport aux modules statiques, et en général la différence n'excède pas 20 %, [46]. Les résultats obtenus dans notre cas montrent clairement cette tendance. En effet, le béton au laitier avec plastifiant (BL + P/0.4 / 12.5) a donné un module de 43 GPa, soit une différence de 21%, par rapport au module statique. Pour les deux autres bétons au tuf et au calcaire, on a obtenu une différence de 19.5 %.

On remarque finalement que le module dynamique continue toujours à augmenter, même à des âges avancés. Ce qui confirme la contribution des ajouts minéraux à la

Discussion et interprétation

Le phénomène de retrait est très complexe. Il est influencé par plusieurs paramètres non quantifiables ; tels que la finesse, la composition chimique du liant utilisé, la température, l'humidité ambiante, la chaleur d'hydratation du liant, le rapport E/C, et même la forme des éprouvettes a un effet sur le retrait.

Pour nos bétons, la première remarque que nous pouvons mentionner, concerne l'effet du rapport E/C. La déformation due au retrait est d'autant plus petite que E/C est plus réduit. Le béton ordinaire sans plastifiant (BO/0.5), a engendré un retrait de 400 $\mu\text{m}/\text{m}$, tandis que le retrait du béton témoin avec plastifiant (BO + P/0.4) est de 330 $\mu\text{m}/\text{m}$. On remarque ainsi que le retrait a diminué de 70 $\mu\text{m}/\text{m}$ pour une baisse de E/C de 0.5 à 0.4.

L'action des ajouts minéraux sur le retrait du béton est un peu compliquée. Ils agissent, d'une part, par leur grande finesse, et par leur propriété latente et leur chaleur d'hydratation d'une autre part. L'effet combiné de ces trois derniers paramètres nous a engendré une augmentation sensible du retrait notamment aux premiers jours.

Le béton au laitier (BL + P/0.4/12.5) a présenté le retrait le plus élevé avec 370 $\mu\text{m}/\text{m}$, car il a la plus grande teneur en ajouts (12.5 %). Pour le béton au tuf et au calcaire nous avons enregistré respectivement 340 et 350 $\mu\text{m}/\text{m}$. Tout en remarquant que la marge de variation est très limitée pour les trois ajouts, et les retraits restent très proches de ceux du béton témoin (BO + P/0.4), car les taux d'incorporations sont relativement faibles.

Si on examine les retraits aux jeunes âges (les 7 premiers jours), on remarque que les bétons aux ajouts développent des retraits plus grands que celle du béton témoin. Ce qui peut être interprété par le fait que les ajouts agissent par leur propriété latente en engendrant un apport d'eau qui s'évapore aux premiers âges en provoquant des retraits considérables.

Conclusion

Générale

CONCLUSION GENERALE

Toutes les observations effectuées dans ce présent travail, permettent de tirer les conclusions suivantes :

1- La méthode de « Dreux-Gorisse » nous a conduit à une composition du béton ordinaire satisfaisante qui présente une résistance de 49.0 MPa en compression et de 4.20 MPa en traction avec un rapport E/C = 0.5. Cette méthode inspirée de la théorie de la compacité maximale de CAQUOT, nous apparaît adéquate à la préparation de la composition granulaire de base ou de référence, dans laquelle nous avons incorporé les ajouts minéraux.

2- La maniabilité du béton frais n'était pas trop influencée par les ajouts minéraux, quoiqu'une légère augmentation a été remarquée pour le béton au laitier, et un faible abaissement pour les deux autres ajouts. Cet effet est d'autant plus sensible que la finesse et la teneur sont plus grandes.

Le béton à 20 % de laitier a un affaissement au cône d'environ 7 cm tandis que l'ouvrabilité du béton ordinaire est de 5 cm à un rapport E/C = 0.5. Le béton à 5% de tuf ou de calcaire a présenté une ouvrabilité similaire à celle du béton témoin. Ces affaissements apparaissent un peu faibles pour un béton de chantier, d'où on a recours à un adjuvant plastifiant.

3- Les trois ajouts ont augmenté sensiblement la densité du béton frais et durci. Cette augmentation atteint 30 Kg/m³ pour une teneur en laitier de 20 %, et une finesse de 8500 cm²/g. Ceci s'explique par l'effet de remplissage des ajouts.

L'augmentation de la densité n'est pas toujours associée à une augmentation de la résistance. En effet, lorsque l'ajout dépasse sa teneur optimale il constitue un apport inerte qui influe, seulement comme des fillers de remplissages, sur la compacité du squelette granulaire.

- 4- Au jeune âge (03 jours), le béton ordinaire présente toujours des caractéristiques mécaniques plus performantes que celles du béton avec ajouts minéraux actifs (laitier et tuf). Au-delà de cet âge et à partir du 7^{ème} jour l'inverse se produit. Cela peut s'expliquer par la propriété latente de ces deux ajouts et qui influe sur la cinétique d'hydratation.
- 5- Le laitier d'El-Hadjar a donné un optimum de 12.5 % en teneur et 8500 cm²/g en finesse. Avec cette composition et un rapport (Eau/Liant)=0.5, nous avons obtenu la meilleure résistance mécanique : 59.0 MPa en compression et 4.75 MPa en traction (à 28 jours), soit une augmentation respective en compression et en traction, de 20.5 % et 13.1 %. En réduisant le rapport Eau/Liant à 0.4 en introduisant un plastifiant, la résistance mécanique augmente encore et atteint 64.0 MPa en compression et 4.90 MPa en traction. Une teneur de 12.5% de laitier apparaît relativement faible par rapport à ce qui a été fait en littérature. Ceci peut être expliqué par la qualité modeste du laitier d'El-Hadjar, notamment son hydraulicité. Au-delà de cette teneur la résistance mécanique commence à chuter.
- 6- La teneur optimale en tuf est de 5 %, avec la plus grande finesse (7000 cm²/g). A un rapport Eau/Liant = 0.5, cette composition a présenté une résistance de 56.5 MPa en compression et 4.65 MPa en traction (à 28 jours), soit une augmentation respective de 15.3 % et 10.7 % par rapport à celles du béton témoin. Avec l'addition d'un plastifiant et la réduction du rapport Eau/Liant à 0.4, ces résistances atteignent 59.0 MPa et 4.82 MPa respectivement.
- 7- Le calcaire s'est comporté comme un ajout inerte, sa teneur optimale est de 5 %, correspondant à la plus grande finesse (8500 cm²/g). Cette composition a présenté des caractéristiques mécaniques très poches de celles du béton témoin (50 MPa en compression et 4.22 MPa en traction), quoiqu'une légère augmentation a été remarquée à partir de 28 jours; ce qui confirme l'activité de cet ajout (même si elle est faible) avec le temps.
- 8- La résistance mécanique du béton ordinaire ou avec ajouts minéraux, évolue plus rapidement dans les 07 premiers jours. Au-delà de cet âge l'évolution devient plus ou moins lente.
- 9- A long terme (à l'âge de 03 mois), on a remarqué que les résistances continuent toujours d'augmenter avec un taux relativement élevé. Cette croissance de la résistance peut être

interprétée par le fait que les ajouts restent toujours actifs même à des âges avancés. Ce qui influe sur la compacité du béton.

Le béton au laitier avec plastifiant a donné une résistance à la compression de 73.0 MPa à 90 jours, et 5.15 MPa à la traction. La résistance du béton ordinaire à cet âge, est de 54.0 MPa en compression, et 4.42 MPa en traction, soit une augmentation respective de 35.2 % et 16.5 %.

10- Les modules d'élasticité statique et dynamique ont été influencés par les ajouts minéraux de la même manière que la résistance mécanique. Le plus grand module statique c'est celui obtenu avec le béton au laitier : 33.75 GPa sans plastifiant et 35.55 GPa avec plastifiant (à 28 jours). Le module dynamique est toujours plus élevé que le module statique d'environ 20%. La composition optimale du béton au laitier avec plastifiant a présenté un module dynamique de 43.0 GPa à 28 jours. Tandis qu'avec les deux autres ajouts, nous avons enregistré les valeurs suivantes 40.0 GPa pour le béton au calcaire avec plastifiant, et 41.20 GPa pour le tuf.

Le béton ordinaire avait un module statique de 31.90 GPa, et un module dynamique de 38.30 GPa.

11- L'utilisation du plastifiant a relativement amélioré les caractéristiques physico-mécaniques du béton. Cette amélioration n'est pas tellement satisfaisante, car la qualité du plastifiant utilisé est un peu médiocre. On peut faire mieux par l'incorporation d'un adjuvant plus performant et plus puissant tel qu'un superplastifiant.

12- La ductilité du béton est améliorée par l'incorporation des ajouts minéraux. Le béton avec ajouts a engendré des déformations et des résistances mécaniques plus grandes que celles du béton témoin. Pour le béton à 12.5 % de laitier, nous avons enregistré une déformation de 2.85 ‰ à la rupture, soit une amélioration par rapport au béton ordinaire de 19 %. Les déformations de 2.75 ‰ et de 2.55 ‰ ont été obtenues respectivement pour le béton au tuf et au calcaire. Pour le béton ordinaire on a enregistré une déformation de 2.40 ‰.

L'utilisation du plastifiant a influé légèrement sur la déformation du béton. En effet, l'adjuvant fait augmenter la résistance et par suite la rigidité du béton. Par conséquent les déformations deviennent plus petites que celles du béton non adjuvanté.

13- La vitesse du son à travers le béton avec ajouts est plus grande que celle du béton ordinaire. Ceci s'explique par l'effet positif des ajouts sur la compacité. Ces derniers se comportent comme des fillers de remplissage. Ce rôle est d'autant plus important que la

finesse est plus grande. Pour le béton à 12.5 % de laitier avec plastifiant, nous avons enregistré une vitesse de 4485 m/s à 28 jours et 4560 m/s à 90 jours. Tandis que la vitesse du béton ordinaire est de 4320 m/s à 28 jours et 4360 m/s à 90 jours.

14- Le retrait du béton aux ajouts est presque similaire à celui du béton ordinaire. Une légère augmentation du retrait a été enregistrée avec l'augmentation de la teneur en ajout à cause de la grande finesse de ce dernier.

L'action des ajouts minéraux sur le retrait du béton est un peu compliquée ; car ils agissent par leur grande finesse d'une part, et par leur propriété latente et par leur chaleur d'hydratation d'une autre part. Ces trois propriétés ont des effets contradictoires sur l'évolution du retrait

Comme conclusion finale, nous constatons que l'incorporation de 12.5 % de laitier d'El-Hadjar ou 5 % de tuf dans le ciment donne d'excellentes caractéristiques physico-mécaniques. Tandis que le calcaire a influé seulement sur la compacité du béton. Ces trois ajouts peuvent être utilisés comme des fillers de remplissages (actifs ou inertes) lors de préparation des béton de performance.

PERSPECTIVES ET RECOMMANDATIONS

- 1) Le béton renfermant 13 % de laitier (SSB = 8500 cm²/g), ou bien 5% de tuf (SSB = 7000 cm²/g) ou de calcaire (SSB = 8500 cm²/g), a présenté de meilleurs caractéristiques physico-mécaniques. En outre il est recommandé d'utiliser cette composition afin d'élaborer un béton de performance à destinations particulières, telles que les ossatures des bâtiments élancées.
- 2) Ces bétons doivent être examinés pour élaborer des bétons à haute performance, sans avoir utilisé des fumés de silices ou des cendres volantes, des produits non disponibles localement.

En perspective, nous proposons les axes de recherches suivants :

- 1) L'étude de la durabilité de ces bétons à différentes cures.
- 2) L'étude de l'évolution des caractéristiques physico-mécaniques de ces bétons à long terme (plus de 03 mois).
- 3) L'amélioration des caractéristiques physico-mécaniques par un broyage plus poussé des ajouts minéraux, (SSB au-delà de 10000 cm²/g).
- 4) L'étude de la substitution des fines argileuses du sable par des fillers minéraux actifs et inertes.

Références

Bibliographiques

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] **Chapon.J.** « *A propos des projets nationaux ; recherche, développement* ». Les bétons à haute performance du matériau à l'ouvrage, pp ;9-14, Presse de l'ENPC. Paris (1990).
- [2] **Aitcin.P.C.** « *La technologie des bétons à très haute résistance en Amérique du Nord* ». Material and structures., N° : 20, pp.180-189, (1987).
- [3] **Aitcin.P.C.** « *L'emploi des fluidifiants dans les bétons à haute performance* ». Les bétons à haute performance du matériau à l'ouvrage, pp.31-50, Presse de l'ENPC. Paris (1990).
- [4] **Grandet.J.P** « *Durabilité du béton à haute performance, vis-à-vis des attaques chimiques externes* ». Les bétons à haute performance du matériau à l'ouvrage. pp.223-229, Presse de l'ENPC. Paris (1990).
- [5] **Bouaziz.M.** « *Recherche des possibilités d'utilisation d'un déchet cellulosique comme adjuvant dans les bétons hydrauliques. Etude de son influence sur les propriétés physico-mécaniques* ». Thèse de Magister ;INMC, Boumerdes (1997).
- [6] **Duriez.M et Arrambide.J.** « *Nouveau traité de matériaux de construction* ».Ed, Dunod, Paris, (1961).
- [7] **Dreux.G.** « *Nouveau guide du béton* ». Ed, Eyrolles, Paris, (1985).
- [8] **Kriker. A.,**« *Durabilité du béton à base de laitier* », Thèse de Magister, ENP, Alger, (1992).

- [9] **Boldyrev. A.S. et Entine. Z.B.**, « *Expériences et fondements physico-chimiques de l'utilisation des sous-produits dans l'industrie du ciment* », 7^{ème} Congrès international de chimie des ciments, Vol II, pp :III83-88, Paris, (1980).
- [10] **Komar.A.** « Matériaux et éléments de construction ». Ed, Mir, Moscou, (1978).
- [11] **Soroka.I.** « Concrete in hot environment ». Ed, E and FN SPON, London, (1993).
- [12] **Nouari. L. et Tougy. M.**, « *Le filler calcaire utilisé comme constituant secondaire dans la production du ciment composé.* », Revue Marocaine du génie civil ;pp,35-39. N°67 ; Fev, (1997).
- [13] **Kessal. M et Edward-Ladjnef. M.**, « *L'optimisation de la résistance à court terme des bétons fa briqués avec de ciment de type 20M* », Can. J.Civ. Eng ;Vol 23. pp, 614-620, (1996).
- [14] **Dussart.J.** « *Le laitier de hauts fourneaux et laitier d'aciérie (L.D)* ». Colloque international sur l'utilisation des sous-produits et déchets industriels dans le génie civil, Vol II. pp.279-295, Paris, (1978).
- [15] **Olombier.G.** « *Utilisation des laitiers en techniques routières* ». Colloque international sur l'utilisation des sous-produits et déchets industriels dans le génie civil, Vol II. pp .289-295. Paris, (1978).
- [16] **Hoghn.F.J et Meusel.J.W.** « *Evolution for durability and strength development of ground granulated blast furnace slag* ». Cement, concrete, and aggregates, Vol III, N°1, pp.40-52. Summer, (1981).
- [17] **Mortureux. B et Horain. H.**, « *Comparaison de la réactivité de différentes pouzzolanes* », 7^{ème} Congrès international de chimie des ciments, Vol.III, pp :IV110-115, Paris, (1980).
- [18] **Benna.Y.** « *Valorisation des sables concassés fillérisés* ». CNERIB. Alger (1995).
- [19] **Bertrandy.R** « *Etude de l'influence des fillers calcaires sur le facteur durabilité des bétons hydrauliques* ». Revue TRAVAUX ; Mai, (1977).
- [20] **Norme AFNOR ; NF P18-501 ;Mars : (1992).**
- [21] **Dron.R et Voinovitch.I.A.**, « *L'activation hydraulique des laitiers, pouzzolanes et cendres volantes* », Le béton hydraulique, pp,237-246, Presse de l'ENPC, Paris, (1982).
- [22] **Behim, M.**, « *Utilisation du laitier granulé d'El-Hadjar pour la fabrication des ciments* » Thèse de Magister, Université de Annaba,(1987).

- [23] Smolczyk, M.T., « *Structure et caractérisation des laitiers* », 7^{ème} congrès international de chimie des ciments, Vol.I, Paris, (1980).
- [24] Longuet. P., « *Les ajouts au clinker de ciment* », Revue de Matériaux de construction ; pp, 113-116. N°693, Mars-Avril, (1975).
- [25] Vernet. C et Demoulian. E. « *Cinétique de l'hydratation des ciments au laitier* » 7^{ème} Congrès international de chimie des ciments, Vol II, pp :III.128-133, Paris, (1980).
- [26] Folliot.A et Buil. M., « *La structuration progressive de la pierre de ciment* », Le béton hydraulique, pp, 223-236. Presse de l'ENPC, Paris, (1982).
- [27] Granju. J.L, et Maso. J.C., « *Résistance à la compression simple des pâtes pures de ciments durcis, temps de durcissement supérieur à quatre ans* », Cement and concrete research, 8 ;pp ;7-14 ; (1978).
- [28] Baron. J., « *Les principes de compositions du béton de porosité minimale* », Le béton hydraulique, pp, 143-160, Presse de l'ENPC, Paris, (1982).
- [29] Baron. J., « *la nécessité d'une démarche pragmatique : l'idée de maniabilité, et sa mise en pratique* », Le béton hydraulique, pp, 131-142, Presse de l'ENPC, Paris, (1982).
- [30] Regourd. M. et Mortureux. B., « *Caractérisation et activation thermique des ciments au laitier* » 7^{ème} congrès international de chimie des ciments, Vol II, pp :III.105-111. Paris, (1980).
- [31] Behim. M., « *Utilisation du laitier granulé d'El-Hadjar pour la fabrication des divers types de ciments* » ; Premier séminaire international sur la valorisation des déchets industriels ; Université de Annaba, Octobre (1986).
- [32] Swamy.R.N and Bouikni.A., « *Some engineering properties of slag concrete as influenced by mix proportioning and curing* », ACI, Materials journal ; pp :210-220. May-june, (1990).
- [33] Mehta.P.K., « *Studies on blended portland cements containing santorin earth* », Cement and concrete research ;N°11 ; pp :507-518 ;(1981).
- [34] Jiang. S.P et Grandet. J., « *Evolution comparée des porosités des mortiers de ciments au laitier et mortiers des ciments portland* », Cement and concrete research. Vol. 19 ; pp ;487-496, (1989).
- [35] Bakker. R .F.M., « *Permeability of blended cement concrete* », Fly ash, Silicate, Slag and other mineral by-products in concrete, SP-79, ACI, detroit, pp :589-605 ; (1983).

- [36] Paillère. A.M et Ravrduy. M., « *L'influence d'ajouts inertes ou actifs sur les propriétés des ciments* », Bulletin de liaison ; pp :49-60. Juin-Aout, (1977).
- [37] Ramires. J.L., Barcena.J.M. and Urreta.J.I., « *Proposal for limitation and control of fines in calcareous sands based upon their influence in some concrete properties* », Materials and structures , 23, pp277-288, (1990).
- [38] Ramires. J.L., Barcena.J.M. and Urreta.J.I.,« *Sables calcaires à fines calcaires et argileuses :influence et nocivité dans les mortiers de ciment*», Materials and structures, 20, pp202-213, (1987).
- [39] Aitcin. P.C., « *L'emploi des fluidifiants dans les bétons à hautes performances* », Les bétons à haute performance du matériau à l'ouvrage.,pp, 31-50, Presse de l'ENPC. Paris (1990).
- [40] Norme AFNOR NF P18-103 : « *Adjuvant pour béton :définition, classification et marquage* », Décembre 1989.
- [41] Gorisse.F « *Essais et contrôle des bétons* ». Ed, Eyrolles, Paris, (1978).
- [42] Baron. J. « *Le béton hydraulique : connaissance et pratique* ». Presse de l' ENPC, Paris, (1982).
- [43] Lesage.R. « *Les granulats* », Le béton hydraulique,pp,39-58, Presse de l'ENPC, Paris, (1982).
- [44] Teychenne.D.C., Franklin.R.E et Erntory.H.C, « *Design of normal concrete mixes* ». Building Research Establishment Report, published by department of the Environment, (1988).
- [45] BAEL.91, Ed Eyrolles, Paris ;2^{ème} tirage, (1993).
- [46] Bernard Fouré, « *Quelques propriétés mécaniques des BHP* », Les bétons à haute performance du matériau à l'ouvrage.pp,93-106, Presse de l'ENPC.Paris (1990).

Annexes...

ANNEXE 1 :

Valeur du terme correcteur K en fonction du dosage en ciment, de la puissance de la vibration et de l'angularité des granulats, et permettant de calculer Y ordonnée du point de brisure de la courbe de référence : $Y_d = 50 - \sqrt{D} + K$ (D en mm), [bibliographie 7].

Vibration		Faible		Normale		puissante	
Forme des granulats (du sable en particulier)		Roulé	Concassé	Roulé	Concassé	Roulé	Concassé
Dosage en ciment.	400 +fluid ^t	-2	0	-4	-2	-6	-4
	400	0	+2	-2	0	-4	-2
	350	+2	+4	0	+2	-2	0
	300	+4	+6	+2	+4	0	+2
	250	+6	+8	+4	+6	+2	+4
	200	+8	+10	+6	+8	+4	+6

ANNEXE 2 :

Valeurs du coefficient de compacité γ , [bibliographie 7] :

Consistance	Serrage	γ coefficient de compacité						
		D=5	D=10	D=12.5	D=20	D=31.5	D=50	D=80
Molle	Piquage	0.750	0.780	0.795	0.805	0.810	0.815	0.820
	Vibration faible	0.755	0.785	0.800	0.810	0.815	0.820	0.825
	Vibration normale	0.760	0.790	0.805	0.815	0.820	0.825	0.830
Plastique	Piquage	0.760	0.790	0.805	0.815	0.820	0.825	0.830
	Vibration faible	0.765	0.795	0.810	0.820	0.825	0.830	0.835
	Vibration normale	0.770	0.800	0.815	0.825	0.830	0.835	0.840
	Vibration puissante	0.775	0.805	0.820	0.830	0.835	0.840	0.845
Ferme	Vibration faible	0.775	0.805	0.820	0.830	0.835	0.840	0.845
	Vibration normale	0.780	0.810	0.825	0.835	0.840	0.845	0.850
	Vibration puissante	0.785	0.815	0.830	0.840	0.845	0.850	0.855

Nota : ces valeurs sont convenables pour des granulats roulés sinon il conviendra d'apporter les corrections suivantes :

- sable roulé et gravier concassé = - 0.01.
- sable et gravier concassés = - 0.03.

* D est exprimé en (mm).