

Université Mohamed Khider – Biskra
Faculté des Sciences et de la technologie
Département : Génie Civil et Hydraulique
Ref :



جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم و التكنولوجيا
.....:
.....:

Mémoire présenté en vue de l'obtention
Du diplôme de
Magister

Spécialité : **GÉNIE CIVIL**

Option : **MATÉRIAUX DE CONSTRUCTION**

**Effet des ajouts minéraux actifs et adjuvant
fluidifiant sur les propriétés rhéologiques
et mécaniques des bétons et leurs méthodes
de formulation de mélange**

Présenté par :

BANNI Razika

Soutenu publiquement le **23/11/2011**

Devant le jury composé de :

Pr. GUETTALA A.	M.C.	Président	Université de BISKRA
Dr. MEZGHICHE B.	M.C.	Directeur de mémoire	Université de BISKRA
Dr. MELLAS M.	M.C.	Examineur	Université de BISKRA
Dr. ZATAR A.	M.C.	Examineur	Université de BISKRA

Remerciements

Je tiens tout d'abord à remercier chaleureusement Pr *GUETTALA A.*, Maître de conférences à l'Université de Biskra, qui m'a fait l'honneur d'accepter la présidence du jury. Je remercie également les membres du jury, Dr *MELLAS M.* et Dr *ZAATAR A.* Maîtres de conférences à l'Université de Biskra ; je tiens à leur exprimer mes plus profonds respects.

Je désire exprimer ma profonde reconnaissance à mon encadreur Dr *MEZGHICHE B.*, Maître de conférences à l'Université de Biskra, pour sa patience et sa disponibilité.

Je voudrais adresser mes vifs remerciements au Pr *CHALA A.* (Vice Recteur chargé de la Formation Supérieure en Graduation, la Formation Continue et les Diplômes) d'avoir toujours été à l'écoute de nos griefs.

Mes sincères remerciements vont à Monsieur Zegaar Directeur Technique de la cimenterie de Aïn Touta, de nous avoir aimablement fourni les ajouts minéraux, ainsi que messieurs Hanachi et Ben Aicha.

Mes remerciements s'adressent de même à tous ceux qui m'ont directement ou indirectement aidé à un moment ou un autre de mon travail : Fayçal, Mohamed, El Hadj, Lazhar, Wided, Samia, Sabah, Soumia, Salim et tout particulièrement messieurs Tamâarat et Benaichi respectivement responsables du laboratoire de matériaux de construction et du laboratoire de mécanique des sols pour leur aide et leur patience.

Pour terminer, je tiens à remercier de tout mon cœur toute ma famille pour m'avoir soutenu, encouragé et supporté durant ces années.

Résumé

L'utilisation des ajouts minéraux dans les industries de ciment et de béton présente des avantages fonctionnels ou d'ingénierie, des avantages économiques et des avantages écologiques. Les avantages de l'utilisation des ajouts minéraux viennent de leurs effets sur la micro et la macrostructure du béton frais et durci, conduisant à des changements dans ses propriétés rhéologiques et mécaniques. Ces changements résultent essentiellement de trois effets : un effet purement physique, s'agissant de l'effet filler, relatif aux modifications induites par la présence des particules fines d'ajouts minéraux dans le squelette solide des mélanges de bétons ; un effet physico-chimique et microstructural engendré par la présence des particules d'ajouts minéraux dans la matrice cimentaire modifiant le processus d'hydratation du ciment et la structuration des produits hydratés ; et un effet chimique engendré par la réactivité chimique en milieu cimentaire de ces ajouts minéraux, lié à leur caractère hydraulique latent ou pouzzolanique.

Ce travail a pour but d'évaluer expérimentalement l'effet des ajouts minéraux (calcaire, pouzzolane et laitier) et des adjuvants fluidifiants sur les propriétés du béton frais et durci. Les bétons étudiés sont formulés par deux méthodes : la méthode de Scramtaiev et la méthode de Dreux-Gorisse. Ils sont confectionnés avec des teneurs constantes en ciment. Les pourcentages d'ajouts minéraux sont de 10, 15 et 20% par masse du ciment et leur introduction dans le béton se fait lors du malaxage. L'adjuvant fluidifiant est introduit avec des dosages de 0.05, 0.25 et 0.5%.

Les résultats obtenus ont permis de tirer des conclusions sur le comportement des bétons incorporant des ajouts minéraux et des adjuvants fluidifiants.

Mots clés :

Béton, ajouts minéraux actifs, composition, économie, performance, résistance mécanique, caractéristiques physico-mécaniques, rhéologie, durabilité, déformabilité.

ملخص

استخدام الإضافات المعدنية في صناعة الاسمنت و الخرسانة يعطي فوائد وظيفية أو هندسية، فوائد اقتصادية و فوائد بيئية. وائد استخدام الإضافات المعدنية تأتي من تأثيراتها على البنية المجهرية و البنية المرئية بالعين المجردة للخرسانة الطرية و المتصلبة، المؤدية إلى تغييرات في خصائصها الريولوجية و الميكانيكية. هاته التغييرات ناتجة أساسا عن ثلاثة آثار: أثر فيزيائي، و المتمثل في أثر الحشو أو التعبئة، المتعلق بالتغيرات الناتجة عن تواجد الجزيئات الناعمة للإضافات المعدنية في الهيكل الصلب للخلطات الخرسانية؛ أثر فيزيو-كيميائي و مجهري ناشئ عن تواجد جزيئات الإضافات المعدنية في المونة الإسمنتية و التي تغير عملية إمالة الاسمنت و هيكله نواتج عملية الإمالة؛ و أثر كيميائي ناشئ عن قابلية التفاعل الكيميائي (أو الفعالية الكيميائية) في الوسط الإسمنتي لهاته الإضافات المعدنية، المرتبطة بطبيعتها الهيدروليكية الكامنة أو البوزولانية.

هذا العمل الهدف منه تقدير أثر الإضافات المعدنية (الحجر الجيري، البوزولان و خبث الأفران) و الإضافات الملدنة على خواص الخرسانة الطرية و المتصلبة، تجريبيا. الخرسانة المدروسة تم تركيبها بطريقتين : طريقة سكرامتيـف و طريقة درو- قوريس. و هي مصنوعة من كميات ثابتة من الاسمنت. نسب الإضافات المعدنية تقدر بـ 10 و 15 و 20% من كتلة الاسمنت، و يتم إضافتها إلى الخرسانة أثناء عملية الخلط. الإضافة الملدنة تضاف بنسب 0.05 و 0.25 و 0.5%.

النتائج الم عليها سمحت باستخلاص بعض الخلاصات عن سلوك الخرسانة المحتوية على إضافات معدنية و إضافات ملدنة.

كلمات مفتاحية:

خرسانة، إضافات معدنية نشطة، تركيب، اقتصاد، كفاءة ، مقاومة ميكانيكية، خصائص فيزيو-ميكانيكية، ريولوجيا، ديمومة ()، التشوه.

Abstract

The use of the mineral admixtures in the industries of cement and concrete presents functional or engineering advantages, economic advantages and ecological advantages. The advantages of the use of the mineral admixtures come from their effects on the microstructure and the macrostructure of the fresh and the hardened concrete, leading to changes in its rheological and mechanical properties. These changes result essentially from three effects: a purely physical effect, which is the of filler effect, relative to the modifications resulting from the presence of the fine particles of mineral admixtures in the solid skeleton of concrete mixtures; a physico-chemical and microstructural effect engendered by the presence of the particles of mineral admixture in the cementitious matrix modifying the process of hydration of the cement and the structuring of the hydrated products; and a chemical effect engendered by the chemical reactivity in cementitious environment of these mineral admixtures, related to their latent hydraulic or pozzolanic character.

This work has for purpose to experimentally estimate the effect of the mineral admixtures (limestone, pozzolana and slag) and the superplasticizer on the properties of the fresh and hardened concrete. Studied concretes are designed by two methods: the method of Scramtaïev and the method of Dreux-Gorisse. They are made with constant contents of cement. The percentages of mineral admixtures are 10, 15 and 20 % by mass of the cement and their introduction in the concrete is made during the mixing. The superplasticizer is introduced with dosages of 0.05, 0.25 and 0.5 %.

The obtained results permitted to draw conclusions on the behavior of concretes incorporating mineral admixtures and superplasticizer.

Keywords:

Concrete, active mineral admixtures, composition, economy, performance, mechanical resistance, physico-mechanical characteristics, rheology, durability, déformabilité.

Table des Matières

	Pages
Remerciements	i
Résumé	ii
.....	iii
Abstract	iv
Table des matières	v
Liste des figures	viii
Liste des tableaux	xiii
Liste des photos	xiv
Introduction Générale.....	1
Chapitre I : Revue de la Littérature : Les Ajouts Minéraux	
I.1 Introduction	5
I.2. Ajouts minéraux.....	5
I.3. Avantages d'utilisation des ajouts minéraux.....	6
I.3.1. Avantages fonctionnels ou d'ingénierie.....	6
I.3.2. Avantages économiques.....	6
I.3.3. Avantages écologiques et environnementaux.....	7
I.4. Caractère des ajouts minéraux.....	7
I.5. Ajouts minéraux : production, propriétés physiques et chimiques.....	8
I.5.1. Laitier de haut fourneau.....	8
I.5.2. La pouzzolane naturelle.....	11
I.5.3. Le calcaire.....	12
I.6. Effets des ajouts minéraux.....	13
I.7. Effet chimique des ajouts minéraux	14
I.7.1. Ajouts hydrauliques latents	14
I.7.2. Ajouts pouzzolaniques.....	15
I.8. Effet de remplissage des ajouts minéraux, ou effet filler.....	15
I.9. Formulation des bétons avec ajouts minéraux	16
I.10. Adjuvant fluidifiant	16
I.11. Effets des superplastifiants	18
I.12. Effets des ajouts minéraux sur les propriétés des pâtes, mortiers et bétons....	19
I.12.1. Consistance.....	19
I.12.2. Besoin en eau.....	20
I.12.3. Temps de prise.....	23
I.12.4. Résistance à la compression.....	26
I.12.5. Résistance à la flexion.....	58
I.12.6. Résistance à la traction par fendage	61
I.12.7. Absorption	62
I.12.8. Ramollissement	63
I.12.9. Déformabilité	64
I.13. Conclusion.....	64

Chapitre II : Expérimentation et Programme des Essais

II.1. Introduction.....	66
II.2. Caractéristiques des matériaux utilisés.....	66
II.2.1. Ajouts minéraux.....	66
II.2.2. Ciment.....	68
II.2.3. Sable.....	68
II.2.4. Pierre concassée.....	69
II.2.5. Adjuvant.....	70
II.3. Programme des essais.....	70
II.3.1. Première étape.....	70
II.3.2. Deuxième étape.....	71
II.3.3. Troisième étape.....	71
II.4. Formulation des bétons.....	72
II.4.1. Méthode de Scramtaïev.....	72
II.4.1.1. Détermination du rapport C/E.....	73
II.4.1.2. Détermination de la dépense en eau.....	73
II.4.1.3. Détermination de la dépense en ciment.....	74
II.4.1.4. Détermination de la dépense en gros granulats.....	74
II.4.1.5. Détermination de la dépense en sable.....	75
II.4.2. Méthode de Dreux-Gorisse.....	75
II.4.2.1. Détermination du rapport C/E.....	75
II.4.2.2. Détermination du dosage en ciment.....	76
II.4.2.3. Détermination du dosage en eau pour Dmax.....	76
II.4.2.4. Construction des courbes granulaires du sable et des fractions pierreuses et la courbe de référence.....	77
II.4.2.5. Détermination du volume absolu des granulats.....	78
II.4.2.6. Détermination des volumes absolus de chaque granulat.....	79
II.4.2.7. Détermination du dosage pondéral en granulats.....	79
II.5. Méthodes d'essai sur béton.....	79
II.5.1. Béton frais.....	79
II.5.1.1. Essai d'affaissement au cône d'Abrams.....	79
II.5.1.2. Essai de mesure de la perte d'affaissement.....	81
II.5.2. Béton durci.....	81
II.5.2.1. Résistance à la compression.....	81
II.5.2.2. Résistance à la flexion Rf.....	82
II.5.2.3. Résistance à la traction par fendage Rtf.....	83
II.5.2.4. Absorption.....	84
II.5.2.5. Coefficient de ramollissement.....	85
II.5.2.6. La déformabilité.....	85
II.6. Désignation des bétons.....	87

Chapitre III : Résultats et Discussion

III.1. Introduction.....	88
III.2. Formulation des bétons témoins.....	88
III.2.1. Données de départ.....	88
III.2.2. Méthode de Scramtaïev.....	89
III.2.2.1. Détermination de la dépense en eau.....	89
III.2.2.2. Détermination du rapport C/E.....	90

III.2.2.3. Détermination de la dépense en gros granulats	90
III.2.2.4. Détermination de la dépense en sable	91
III.2.3. Méthode de Dreux-Gorisse	91
III.2.3.1. Détermination du dosage en eau	91
III.2.3.2. Construction des courbes granulaires du sable et des fractions pierreuses et la courbe de référence	91
III.2.3.3. Détermination du volume absolu des granulats	94
III.2.3.4. Détermination des volumes absolus de chaque granulat	94
III.2.3.5. Détermination du dosage pondéral en granulats	94
III.3. Résultats des essais	95
III.3.1 Première étape	95
III.3.1.1 Effet de la nature et de la variation du pourcentage d'ajout sur la consistance	95
III.3.1.2 Variations des résistances à la compression des bétons témoins	98
III.3.1.3 Effet de la variation du pourcentage d'ajout sur la résistance à la compression	99
III.3.1.4 Effet de la variation du dosage en ciment sur la résistance à la compression des bétons avec ajouts, à l'âge de 28 jours	109
III.3.1.5 Conclusion de la première étape	113
III.3.2 Deuxième étape	113
III.3.2.1 Effet du dosage en superplastifiant sur la consistance des bétons avec ajouts	113
III.3.2.2 Effet du dosage en superplastifiant sur la résistance à la compression des bétons avec ajouts	114
III.3.2.3 Conclusion de la deuxième étape	116
III.3.3 Troisième étape	117
III.3.3.1 Perte d'affaissement	117
III.3.3.2 Résistance à la compression	118
III.3.3.3 Résistance à la flexion (Rf)	119
III.3.3.4 Résistance à la traction par fendage (R _{tf})	119
III.3.3.5 Absorption	120
III.3.3.6 Coefficient de ramollissement	121
III.3.3.7 La déformabilité	122
Conclusion générale et Recommandations	126
Références Bibliographiques	129

Liste des figures

	Page
Figure I.1: Représentation schématique d'un haut fourneau en service	9
Figure I.2: Représentation schématique de la production de laitier de haut fourneau	10
Figure I.3 : Ciment floclé	17
Figure I.4: Déflocculation des particules de ciment par l'utilisation d'un adjuvant fluidifiant	18
Figure I.5: Effet des plastifiants sur la fluidité de la pâte de ciment (rapport E/C : 0.3)	19
Figure I.6: Variation de l'étalement sur la table à secousses des mortiers C1 et C2, en fonction du taux de substitution du ciment par les additions	20
Figure I.7: Variation de la consistance de la pâte en fonction du type de ciment	20
Figure I.8: Variation de la demande en eau de la pâte en fonction du type de ciment	21
Figure I.9: Variation du besoin en eau des mortiers C1 et C2 à même consistance, en fonction du taux de substitution du ciment par les additions	22
Figure I.10: Variation du besoin en eau des mortiers C1 et C2 en fonction de la finesse des additions	23
Figure I.11: Temps de début et de fin de prise de la pâte en fonction du type de ciment	24
Figure I.12: Temps de début et de fin de prise de la pâte en fonction du type de ciment	24
Figure I.13: Evolution de la résistance à la compression de mortier en fonction du temps et du pourcentage du filler (E/L= 0,55)	27
Figure I.14: Evolution de la résistance à la compression de mortier en fonction du temps et du pourcentage du filler (E/L= 0,45)	27
Figure I.15: Evolution de la résistance à la compression de mortier en fonction du temps et du pourcentage du filler (E/L= 0,35)	27
Figure I.16: Evolution de la résistance à la compression à 28 jours de mortier en fonction du rapport E/L et du pourcentage du filler	28
Figure I.17: Evolution de la résistance à la compression de mortier en fonction du temps et du pourcentage de pouzzolane (E/L= 0,55)	28
Figure I.18: Evolution de la résistance à la compression de mortier en fonction du temps et du pourcentage de pouzzolane (E/L= 0,45)	29
Figure I.19: Evolution de la résistance à la compression de mortier en fonction du temps et du pourcentage de pouzzolane (E/L= 0,35)	29
Figure I.20: Evolution de la résistance à la compression à 28 jours de mortier en fonction du rapport E/L et du pourcentage de pouzzolane	29
Figure I.21: Evolution de la résistance à la compression de ciment en fonction du temps et du type de ciment (E/L= 0,35)	30
Figure I.22: Résistance du mortier à la compression à 28 jours en fonction du type de liant	31
Figure I.23: Résistance à la compression du béton en fonction du temps et du type de ciment	32
Figure I.24: La résistance en compression après 28 jours de durcissement en fonction du mode de conservation	32
Figure I.25: La résistance en compression après 90 jours de durcissement en fonction du mode de conservation	33
Figure I.26: Evolution de la résistance à la compression à 28 jours de ciment en fonction du pourcentage de sable de dune broyé et du rapport E/(C+Sd), $F_s = 3000\text{cm}^2/\text{g}$	34
Figure I.27: Evolution de la résistance à la compression à 28 jours de ciment en fonction du pourcentage de sable de dune broyé et du rapport E/(C+Sd), $F_s = 4000\text{cm}^2/\text{g}$	34
Figure I.28: Evolution de la résistance à la compression à 28 jours de ciment en fonction du pourcentage et de la finesse de mouture de sable de dune broyé, $E/(C+Sd)=$	

0,4	34
Figure I.29: Evolution de la résistance à la compression à 28 jours de ciment en fonction du pourcentage et de la finesse de mouture de sable de dune broyé, $E/(C+Sd)=0,3$	35
Figure I.30: Evolution de la résistance à la compression à 28 jours de ciment en fonction du pourcentage et de la finesse de mouture de sable de dune broyé, $E/(C+Sd)=0,25$	35
Figure I.31: La variation de la résistance à la compression de ciment en [%] par rapport à la pâte de référence en fonction de la durée de cure et de la teneur en sable de dune broyé ($F_s = 4000\text{cm}^2/\text{g}$, $E/(C+Sd) = 0,25$)	36
Figure I.32: Evolution de la résistance à la compression en fonction du temps et du type de ciment ($F_s = 4000\text{ cm}^2/\text{g}$, $E/(C+Sd) = 0,25$)	36
Figure I.33: Evolution de la résistance à la compression à 28 jours de ciment à 20% de sable de dune broyé en fonction de la finesse de mouture et du rapport $E/(C+Sd)$	37
Figure I.34: Résistance du mortier à la compression, flexion, traction à 28 jours en fonction du type de ciment	37
Figure I.35: Résistance à la compression du béton en fonction du temps et du type de ciment	38
Figure I.36: Variation des résistances en compression à 7 jours des mortiers C1 et C2 en fonction du taux de substitution du ciment par l'addition	39
Figure I.37: Variation des résistances en compression à 28 jours des mortiers C1 et C2 en fonction du taux de substitution du ciment par l'addition	39
Figure I.38: Variation des résistances relatives en compression à 7 jours des mortiers C1 et C2, en fonction du taux de substitution du ciment par l'addition	40
Figure I.39: Variation des résistances relatives en compression à 28 jours des mortiers C1 et C2, en fonction du taux de substitution du ciment par l'addition	40
Figure I.40: Variation de la résistance en compression à 7 jours des mortiers C1 et C2, en fonction de la finesse Blaine	41
Figure I.41: Variation de la résistance en compression à 28 jours des mortiers C1 et C2, en fonction de la finesse Blaine	42
Figure I.42: Développement de la résistance à la compression de mortiers à rapport eau/liant élevé, pour différentes températures de cure	43
Figure I.43: Effet du pourcentage de laitier sur la résistance à la compression relative des mortiers, à 3 jours	44
Figure I.44: Influence de la température de cure sur la résistance à la compression de mortiers avec du laitier de finesse $360\text{ m}^2/\text{kg}$ pour (a) 0% de laitier, (b) 30% de laitier et (c) 50% de laitier	45
Figure I.45: Evolution de la résistance à la compression à 1 et 2 jours, pour mortiers contenant jusqu'à 75% d'ajouts ayant des finesses équivalentes (Q24, L19, FAC and FAA) comme remplacement du ciment	46
Figure I.46: Evolution de la résistance à la compression à 7 et 14 jours, pour mortiers contenant jusqu'à 75% d'ajouts ayant des finesses équivalentes (Q24, L19, FAC and FAA) comme remplacement du ciment	47
Figure I.47: Diminution linéaire de la résistance à la compression avec le taux de remplacement p, pour mortiers contenant du quartz Q24 (résultats à 14 et 90 jours omis pour alléger la figure)	47
Figure I.48: Evolution de la résistance à la compression à 28, 90 et 180 jours, pour mortiers contenant jusqu'à 75% d'ajouts ayant des finesses équivalentes (Q24, L19, FAC et FAA) comme remplacement du ciment	48
Figure I.49: Effet de la finesse du laitier sur la résistance à la compression de mortiers avec (a) 30% de laitier et (b) 50% de laitier	49
Figure I.50: Effet de la finesse des ajouts sur la résistance en compression de mortiers	

contenants 25% de quartz, de calcaire et de cendres volantes	50
Figure I.51: Effet de la finesse des ajouts sur la résistance en compression pour des mortiers contenant 25% de quartz et cendres volantes (entre 1 et 180 jours)	51
Figure I.52: Densités et teneurs en air de mortiers contenant 25% d'ajouts minéraux	51
Figure I.53: Augmentation temporaire de la résistance comme pourcentage de mortiers contenant 25% de fillers calcaires, comparés aux mortiers avec 25% de quartz broyé de finesse équivalente. Les valeurs du quartz sont calculées de l'évolution donnée sur la Figure I.50	52
Figure I.54: Résistance à la compression en fonction du temps pour des bétons au laitier	53
Figure I.55: Résistance à la compression de bétons contenant de la pouzzolane naturelle (NP) et du ciment portland (PC)	54
Figure I.56: Développement de la résistance à la compression, cure standard dans l'eau	55
Figure I.57: Effet de la cendre volante comme addition sur la résistance à la compression à 28 jours	56
Figure I.58: Résistance à la compression pour des bétons avec différents pourcentages de laitier de cuivre	58
Figure I.59: Evolution de la résistance à la flexion de ciment en fonction du temps et du type de ciment (E/L= 0,35)	58
Figure I.60: Résistance à la flexion du béton en fonction du temps et du type de ciment	59
Figure I.61: Résistance à la flexion du béton en fonction du temps et du type de ciment	59
Figure I.62: Résistance à la flexion pour des éprouvettes contenant de la pouzzolane naturelle (NP) et du ciment portland(PC)	60
Figure I.63: Résistance à la traction par fendage du béton en fonction du temps et du type de ciment	61
Figure I.64: Résistance à la traction par fendage du béton en fonction du temps et du type de ciment	61
Figure I.65: Résistance à la traction par fendage de bétons avec différents % de remplacement du sable par du laitier de cuivre	62
Figure I.66: Variation du coefficient d'absorption d'eau du béton en fonction du type de ciment	62
Figure I.67: Absorption d'eau pour bétons avec laitier de cuivre	63
Figure I.68: Variation du coefficient de ramollissement du béton en fonction du type de ciment	63
Figure I.69: Module d'élasticité des bétons (CPJ, CPA et CPA+20%)	64
Figure II.1: Abaque permettant d'évaluer approximativement le dosage en ciment à prévoir en fonction du rapport C/E et de l'ouvrabilité désirée (affaissement au cône)	76
Figure II.2: Mesure de l'affaissement au cône d'Abrams	80
Figure II.3: Résistance à la compression sur cube	82
Figure II.4: Epreuve prismatique soumise à la flexion	83
Figure II.5: Dispositif pour l'essai de rupture par fendage	84
Figure III.1 : Analyse granulométrique-Méthode de Dreux-Gorisse (C =350 kg/m ³)	93
Figure III.2 : Variation de l'affaissement au cône d'Abrams en fonction du pourcentage d'ajout, pour des bétons formulés avec C =350 kg/m ³ , par : (A) méthode de Scramtaïev et (B) méthode de Dreux-Gorisse	97
Figure III.3: Variation de l'affaissement au cône d'Abrams en fonction du pourcentage d'ajout, pour des bétons formulés avec C =400 kg/m ³ , par : (A) méthode de Scramtaïev et (B) méthode de Dreux-Gorisse	97
Figure III.4 : Variation de l'affaissement au cône d'Abrams en fonction du pourcentage d'ajout, pour des bétons formulés avec C = 500 kg/m ³ , par la méthode de Scramtaïev ..	97
Figure III.5 : Variation des résistances à la compression en fonction de l'âge, des bétons témoins formulés avec C = 350, 400 et 500 kg/m ³ , par : (A) méthode de Scramtaïev, (B) méthode de Dreux-Gorisse et (C) méthodes de Scramtaïev & Dreux-Gorisse	98

fonction du pourcentage d'ajout, pour des bétons formulés avec $C=500 \text{ kg/m}^3$, par la méthode de Scramtaïev	108
Figure III.24: Variation des résistances à la compression à 28 jours en fonction du pourcentage de calcaire, pour des bétons formulés avec différents dosages en ciment, par la méthode de : (A) Scramtaïev et (B) Dreux-G.	111
Figure III.25: Variation des résistances à la compression à 28 jours en fonction du pourcentage de pouzzolane, pour des bétons formulés avec différents dosages en ciment, par la méthode de : (A) Scramtaïev et (B) Dreux-G.	111
Figure III.26: Variation des résistances à la compression à 28 jours en fonction du pourcentage de laitier, pour des bétons formulés avec différents dosages en ciment, par la méthode de : (A) Scramtaïev et (B) Dreux-G	111
Figure III.27: Variation de l'affaissement au cône d'Abrams en fonction du pourcentage de superplastifiant, pour les bétons BC(S-20)350, BP(S-15)350 et BL(S-20)350	114
Figure III.28: Variation de la résistance du béton BC(S-20)350 avec différents pourcentages de superplastifiant, en fonction de l'âge	115
Figure III.29: Variation de la résistance du béton BP(S-15)350 avec différents pourcentages de superplastifiant, en fonction de l'âge	115
Figure III.30: Variation de la résistance du béton BL(S-20)350 avec différents pourcentages de superplastifiant, en fonction de l'âge	116
Figure III.31: Perte d'affaissement en fonction du temps, pour des bétons avec ajouts minéraux et superplastifiant	117
Figure III.32: Variation de la résistance à la compression des bétons avec ajouts et superplastifiant, en fonction de l'âge	118
Figure III.33: Variation de la résistance à la flexion des bétons avec ajouts et superplastifiant, en fonction de l'âge	119
Figure III.34: Variation de la résistance à la traction par fendage des bétons avec ajouts et superplastifiant, en fonction de l'âge	120
Figure III.35: Variation du coefficient d'absorption d'eau des bétons avec ajouts et superplastifiant	121
Figure III.36: Variation du coefficient de ramollissement des bétons avec ajouts et superplastifiant	121
Figure III.37: Déformations élasto-instantanées longitudinales du béton 1el en fonction des contraintes relatives pour les séries de prismes BT(S)350, BL(S-20-0.5)350, BP(S-15-0.05)350 et BC(S-20-0.25)350	122
Figure III.38: Déformations élasto-instantanées totales longitudinales du béton 1Tel en fonction des contraintes relatives pour les séries de prismes BT(S)350, BL(S-20-0.5)350, BP(S-15-0.05)350 et BC(S-20-0.25)350	123
Figure III.39: Déformations élasto-instantanées transversales du béton 2el en fonction des contraintes relatives pour les séries de prismes BT(S)350, BL(S-20-0.5)350, BP(S-15-0.05)350 et BC(S-20-0.25)350	123
Figure III.40: Déformation élasto-instantanées totales transversales du béton 2Tel en fonction des contraintes relatives pour les séries de prismes BT(S)350, BL(S-20-0.5)350, BP(S-15-0.05)350 et BC(S-20-0.25)350	124
Figure III.41: Module de déformabilité E du béton en fonction des contraintes relatives pour les séries de prismes BT(S)350, BL(S-20-0.5)350, BP(S-15-0.05)350 et BC(S-20-0.25)350	124
Figure III.42: Module d'élasticité des bétons BT(S)350, BL(S-20-0.5)350, BP(S-15-0.05)350 et BC(S-20-0.25)350	125

Liste des Tableaux

	Page
Tableau I.1: Composition chimique type de laitiers de haut fourneau	10
Tableau I.2: Composition chimique type de pouzzolane naturelle algérienne	11
Tableau I.3: Composition minéralogique type de pouzzolane naturelle algérienne	11
Tableau I.4: Demande en eau en fonction du pourcentage de pouzzolane naturelle	23
Tableau I.5: Temps de prise de mortiers avec et sans ajout de laitier	25
Tableau I.6: Temps de prise des mélanges de ciment avec pouzzolane naturelle	25
Tableau I.7: Temps de prise en fonction du pourcentage de pouzzolane naturelle	26
Tableau I.8: Composition chimique du filler calcaire	26
Tableau I.9: Analyse chimique de la pouzzolane	26
Tableau I.10: Analyse minéralogique de la pouzzolane	26
Tableau I.11: Compositions des bétons relatifs aux essais de résistances mécaniques	31
Tableau I.12: Analyse chimique du sable de dune finement broyé	33
Tableau I.13: Proportions des mélanges de mortier	43
Tableau I.14: Liste des bétons formulés	53
Tableau I.15: Résistance à la compression de bétons incorporant de la cendre volante comme addition	56
Tableau I.16: Propriétés Chimiques du laitier de cuivre	57
Tableau I.17: Mélanges de béton avec Différentes proportions de laitier de cuivre	57
Tableau I.18: Résistance à la flexion (en MPa) pour des mortiers incorporant de la pouzzolane naturelle	60
Tableau I.19: Résultats de l'essai d'absorption	63
Tableau II.1: Caractéristiques physiques des ajouts minéraux	67
Tableau II.2: Compositions chimiques des ajouts minéraux	67
Tableau II.3: Modules de basicité (Mb) et d'activité (Ma) du laitier	67
Tableau II.4: Caractéristiques physiques du ciment	68
Tableau II.5: Composition chimique du ciment	68
Tableau II.6: Composition minéralogique du ciment CPA-CEM I 42.5 selon Bogue ...	68
Tableau II.7: Caractéristiques physiques du sable	68
Tableau II.8: Analyse granulométrique du sable	69
Tableau II.9: propriétés physiques de la pierre concassée	69
Tableau II.10: Analyse granulométrique de la pierre concassée, fraction 7/15	69
Tableau II.11: Analyse granulométrique de la pierre concassée, fraction 15/25	70
Tableau II.12: Caractéristiques du superplastifiant	70
Tableau II.13: Valeurs des coefficients A et A1 en fonction du liant et agrégat	73
Tableau II.14: Quantité d'eau nécessaire au béton (l/m^3) par rapport à la grosseur du gravier	73
Tableau II.15: Valeurs de α , coefficient d'écartement des grains des pierres concassées	74
Tableau II.16: Valeurs approximatives du coefficient Granulaire G^*	75
Tableau II.17: Correction en pourcentage sur le dosage en eau en fonction de la dimension maximale D des granulats (si $D \leq 20$ mm)	76
Tableau II.18: 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	77
Tableau II.19: Valeurs du coefficient de compacité	78
Tableau II.20 : Consistance du béton suivant l'essai d'affaissement au cône d'Abrams ..	81
Tableau III.1: Récapitulatif de la composition des bétons témoins, formulés par les méthodes de Scramtaiev et Dreux-Gorisse (après gâchée d'essai)	95

Liste des Photos

	Page
Photo II.1: Ajouts minéraux broyés	66
Photo II.2: Essai d'affaissement au cône d'Abrams	79
Photo II.3: Essai de compression sur cube de (10x10x10) cm	81
Photo II.4: Essai de flexion sur prisme (10x10x40) cm	82
Photo II.5: Essai de traction par fendage sur cylindre (16x32) cm	83
Photo II.6: Essai d'absorption sur cubes de 10x10x10 cm	84
Photo II.7: Essai de déformabilité : compression sur prisme de 10x10x40 cm	85
Photo II.8: Essai de déformabilité : mesure des déformations pendant la compression du prisme de 10x10x40 cm	86

Introduction générale

Mise en contexte

Le béton est le matériau de construction le plus utilisé dans le monde. Plus de 10 milliards de tonnes sont produits chaque année (Meyer, 2009). Sa capacité à épouser des formes complexes, ses qualités technologiques (facilité de mise en œuvre, résistance et durabilité), et son coût de production relativement bas par rapport aux autres matériaux de construction (métaux, pierre, ...) font de lui un matériau de choix pour la réalisation d'ouvrages variés (bâtiments, barrages, ...). (Malhotra & Mehta, 1996)

Sous sa forme la plus élémentaire, le béton est un mélange de granulats fins (sable), de gros granulats (gravier), d'eau et de ciment. Le ciment constitue le composant essentiel et le plus cher dans le mélange béton. Selon l'Association Européenne du Ciment (CEMBUREAU, 2010) la production mondiale de ciment pour l'année 2009 est estimée à 3 milliard de tonnes, et d'après le Ministère de l'Energie et des Mines (MEM, 2010) la production Algérienne pour la même année s'est élevée à 18 732 224 tonnes (correspondant à 0.62% de la production mondiale), en hausse de +7.7% par rapport à l'année 2008 (le secteur public a produit 11 531 876 tonnes de ciment, et le secteur privé 7 200 348 tonnes, correspondant respectivement à 61.6% et 38.4% de la production nationale des ciments). Une production qui vient pour pallier la forte augmentation de la demande en ciments, qui a été induite par les nombreux programmes de développement initiés durant ces dernières années par le gouvernement Algérien, provoquant la flambée des prix des ciments ; une situation qui est due en partie à la spéculation que connaît le marché du ciment.

Le ciment qui est une poudre grise très fine, est fabriqué généralement à partir de calcaire et d'argile, avec des proportions de 80 et 20% respectivement (le calcaire apporte le calcium CaO; l'argile apporte la silice SiO₂, l'alumine Al₂O₃ et l'oxyde ferrique Fe₂O₃). Ces ingrédients sont broyés et mélangés pour passer ensuite dans un four qui chauffe le mélange de calcaire et d'argile jusqu'à une température de 1450°C ; le mélange fusionne partiellement et forme un nouveau composant nommé *Clinker*. À la sortie du four le clinker se présente sous forme de granules ou de petits nodules très durs, de dimension centimétrique. Après refroidissement, le clinker est broyé en une poudre très fine avec un petit pourcentage de gypse, pour donner enfin du ciment Portland, le CPA. (Baron, Ollivier & Weiss, 1996; Dreux & Festa, 1998)

Lors de la fabrication du ciment, la cuisson du mélange de calcaire et d'argile dans le four de la cimenterie, provoque la transformation du calcaire CaCO_3 en chaux CaO et en dioxyde de carbone CO_2 . Plus de 60% des émissions de CO_2 lors de la fabrication du ciment proviennent de cette décarbonatation, le reste provient de la dépense d'énergie liée à la production de hautes températures pour la cuisson de ciment (**Malhotra & Mehta, 1996**).

La production de chaque tonne de ciment génère approximativement une tonne de gaz carbonique. En fait, la fabrication du ciment est responsable de 7% des émissions de CO_2 dans le monde (**Meyer, 2009**). Le CO_2 est un des gaz à effet de serre, que les états signataires du protocole de Kyoto de 1997 (qui est entré en application en février 2005) se sont engagés à en réduire les émissions, pour l'horizon 2012, de 5,5 % par rapport au niveau de 1990. (**Colette, 2005**). L'Algérie a adhéré à cette convention le 16 février 2005. (**Organisation des Nations Unis, 2010**)

Les cimenteries algériennes (du secteur public) produisent généralement des ciments composés (CPJ) de type : CPJ-CEM II/A 42.5, CPJ-CEM II/A 42.5 R, CPJ-CEM II/A 42.5 PM, CPJ-CEM II/A 42.5 ES, dans lesquels les proportions d'ajouts minéraux ne dépassent pas les 20% (Clinker : 80 à 94%, Ajouts : 06 à 20% (calcaire, pouzzolane, laitier)), ce qui contribue à réduire d'une tonne les émissions CO_2 pour chaque tonne d'ajouts minéraux (calcaire, pouzzolane, laitier,...) utilisés dans la production des ciments composés CPJ, et aussi permettre l'utilisation de déchets industriels comme le laitier de haut fourneau dans la production du ciment et éviter son déversement dans la nature, cela pour le côté écologique. Pour le côté économique l'utilisation des ajouts minéraux dans la production des ciments composés contribue à réduire les coûts de production et ainsi réduire le prix du ciment, vu que le clinker est plus cher que les ajouts minéraux.

Concernant les ressources en ajouts minéraux les plus utilisés en Algérie : le laitier, la pouzzolane et le calcaire, l'usine d'El-Hadjar produit environ un demi-million de tonnes (500.000 tonnes) de laitier de haut fourneau annuellement mais seulement 20 % du laitier est utilisé. (**Bougara, Khatib & Khellafi, 2009**)

La pouzzolane utilisée essentiellement dans la fabrication des ciments est produite par le secteur public à partir de trois (03) gisements, tous localisés sur le territoire de la wilaya d'Ain Témouchent et exploités par :

1) la Société de Pouzzolane et des Matériaux de Construction (SPMC), filiale du groupe FERPHOS, qui exploite les gisements de Rokbet El Hassi, et de Kelkoul,

2) et la Société des Ciments de Beni Saf (S.C.I.B.S), rattachée au groupe ERCO relevant du groupe GICA, qui exploite le gisement de pouzzolane de Ghar Ben Baricou, commune d'Ain Kihel (wilaya d'Ain Témouchent) pour ses propres besoins.

La production de la pouzzolane pour l'année 2009 a atteint 328 015 tonnes en baisse de -33.1% par rapport à l'année 2008. Ce recul est dû principalement à la baisse de la production, de -41.7% par rapport à l'année 2008, constatée au niveau du gisement Kelkoul, commune de Béni Saf (wilaya d'Ain Témouchent) exploité par la Société de Pouzzolane et des Matériaux de Construction (SPMC). (**MEM, 2010**)

Quant au calcaire destiné à la fabrication des ciments, sa production est assurée à partir de 15 carrières localisées dans 13 wilayas du pays : (i) 12 relèvent du secteur public et sont réparties à travers 12 wilayas (Tébessa, Skikda, Batna, Constantine, Sétif, Bouira, Alger, Blida, Chlef, Mascara, Saida et Ain Témouchent), et (ii) 3 relèvent du secteur privé, localisées dans 2 wilayas (M'sila et Mascara).

Au 31/12/2009, les titres miniers (recherche, exploitation) dédiés aux calcaires sont au nombre de 1 362 (154 : recherche, 1 208 : exploitation) et représentent 60.1% du total des Titres Miniers (TM) en vigueur. (**MEM, 2010**)

Donc :

- avec la grande demande de ciment en Algérie, ainsi que «la spéculation» qui touche le marché du ciment ;
- les grandes émissions de CO₂ liées à la fabrication du ciment ;
- et étant donné que la proportion d'ajouts minéraux introduits dans les ciments composés CPJ produits par les cimenteries Algériennes ne dépasse pas les 20%.

il est primordial de trouver différentes façons de répondre à la grande demande du ciment et ainsi du béton tout en respectant les exigences environnementales et en réduisant les coûts de production.

En Amérique du nord, dans plusieurs pays européens (Angleterre, Irlande, ...), ainsi que dans d'autres pays du monde est utilisée une technique alternative qui permet de faire bénéficier la production de béton des atouts des ajouts minéraux sans passer par une "étape ciment" : l'introduction directe, dans la bétonnière, des ajouts minéraux broyés aux côtés du Ciment Portland ou du Ciment Composé. Cette technique qui n'est pas très connue en Algérie, permet de produire des bétons avec des proportions variées d'ajouts minéraux, "gâchée par gâchée", permettant de satisfaire un nombre quasi infini d'usages spécifiques,

réduire les coûts de production du béton, et l'utilisation de déchets industriels comme le laitier de haut fourneau.

La maîtrise de cette technique passe inévitablement par la connaissance de l'effet des ajouts minéraux lors de leur introduction directe dans le mélange de béton sur les différentes propriétés : rhéologiques, mécaniques et de durabilité. Et vu que cette technique bénéficie beaucoup plus des propriétés des ajouts minéraux par l'utilisation des *adjuvants fluidifiants* (Superplastifiants), l'étude de ces derniers est importante.

Objectifs

L'observation des changements amenés par l'incorporation des ajouts minéraux dans le béton peut être faite par, la mesure de la rhéologie du béton frais, la mesure de la variation des résistances mécaniques du béton durci, etc. ..., et cela en fonction de l'âge et des paramètres de formulation (dosage en ciment, en ajouts minéraux, en eau, en adjuvant, en granulats,...).

L'objectif de ce travail est d'évaluer expérimentalement l'effet des ajouts minéraux et adjuvants fluidifiants sur les propriétés du béton frais et durci (rhéologie, résistances mécaniques, durabilité). Dans ce contexte trois ajouts minéraux sont utilisés : un ajout hydraulique latent, un ajout pouzzolanique et un ajout inerte, à savoir, du laitier de haut fourneau granulé broyé, de la pouzzolane naturelle et du calcaire. L'adjuvant fluidifiant utilisé est un superplastifiant haut réducteur d'eau. L'introduction des ajouts minéraux dans les mélanges de béton, est faite lors du malaxage des constituants du béton, c'est-à-dire sans passer par l'étape ciment.

Structure du mémoire

Ce mémoire est constitué de trois chapitres, d'une introduction générale et d'une conclusion.

Le Chapitre 1 présente une revue de la littérature sur les ajouts minéraux et étudie principalement les propriétés physiques et chimiques de trois ajouts minéraux : le laitier de haut fourneau, la pouzzolane naturelle et le calcaire ; leurs effets physiques et chimiques ; ainsi que les propriétés résultant de l'effet de leur incorporation, individuelle, dans les pâtes de ciment, les mortiers et les bétons.

Le Chapitre 2 présente les données expérimentales sur les matériaux utilisés dans le cadre de ce travail, le programme des essais réalisés, les méthodes de formulation et explique brièvement les essais sur béton frais et béton durci.

Le Chapitre 3 présente les résultats et la discussion des résultats des essais effectués sur les bétons avec ajouts minéraux, et sur les bétons avec ajouts minéraux et adjuvant fluidifiant.

Chapitre I

Revue de la Littérature : Les Ajouts Minéraux

I.1. Introduction

Dans ce chapitre, sont principalement étudiées les propriétés physiques et chimiques de trois ajouts minéraux : le laitier de haut fourneau, la pouzzolane naturelle et le calcaire. Leurs effets physiques et chimiques. Ainsi que les propriétés résultant de l'effet de leur incorporation, individuelle, dans les pâtes de ciment, les mortiers et les bétons. Mais d'autres matériaux utilisés comme ajouts minéraux sont aussi mentionnés (par exemple : la cendre volante, le quartz, ...).

I.2. Ajouts minéraux

Un *minéral* est un solide naturel homogène, caractérisé par une structure atomique ordonnée et une composition chimique précise, et constituant les roches terrestres. On distingue les *minéraux amorphes*, où les molécules sont disposées sans ordre (opale, par exemple), et les *minéraux cristallisés*, les plus nombreux, où les molécules ou les atomes sont régulièrement distribués (quartz, mica, etc.). La *roche*, la matière constitutive de l'écorce terrestre, est formée généralement d'un agrégat de minéraux et présentant une homogénéité de composition, de structure et de mode de formation. (Le Petit Larousse, 2010)

Dans le domaine de génie civil, le terme *ajout* fait référence à n'importe quel élément autre que l'eau, les agrégats et le ciment, utilisé comme constituant du béton et ajouté à la gâchée immédiatement avant ou pendant le malaxage (Malhotra & Mehta, 1996).

Les ajouts minéraux (Neville, 2000) également appelés : ajouts cimentaires (Neville, 2000; Aïtcin, 2001), fines complémentaires ou additions minérales, etc. sont des poudres minérales, soit élaborées par concassage de matières premières (naturelles) ou de sous produits industriels, soit directement récupérées dans des dépoussiéreurs industriels. Ces fines sont de granulométrie voisine de celle du ciment, voire plus fines. Elles peuvent soit avoir un caractère hydraulique latent, soit avoir un caractère pouzzolanique, soit être inertes chimiquement. Dans tous les cas, du fait de leur finesse, ces fines vont jouer un rôle actif vis-

à-vis de la compacité du squelette, c'est le rôle de remplissage (**Chanvillard, 1999**). Leurs particules très finement divisées peuvent être déjà contenues dans le ciment ou simplement être rajoutées dans le béton lors de son malaxage (**Aïtcin, 2001 ; De Larrard, 2002**). Ils sont utilisés comme remplacement du ciment et/ou les granulats (fins, fins et grossiers) dans le béton (**Malhotra & Mehta, 1996**).

Un ajout minéral qui est désigné par 'addition minérale' dans la norme européenne **EN 206-1** (NF P18-325-1) "Béton - Partie 1 : spécification, performances, production et conformité", est défini comme le "matériau minéral finement divisé et pouvant être ajouté au béton pour améliorer certaines de ses propriétés ou pour lui conférer des propriétés particulières". Cette norme divise les additions en deux types: additions quasiment inertes (type I) et les pouzzolanes ou additions à caractère hydraulique latent (type II). (**Newman & Choo, 2003**)

I.3. Avantages d'utilisation des ajouts minéraux

D'après **Malhotra et Mehta (1996)**, généralement, les avantages tirés de l'utilisation des ajouts minéraux dans les industries de ciment et de béton peuvent être divisés en trois catégories: avantages fonctionnels ou d'ingénierie, avantages économiques et avantages écologiques.

I.3.1. Avantages fonctionnels ou d'ingénierie

L'incorporation de particules finement divisées d'ajouts minéraux dans un mélange de béton a tendance à :

- améliorer la maniabilité ;
- réduire la demande en eau pour une consistance donnée (excepter pour les matériaux avec une surface spécifique très élevée - ajouts d'une grande finesse -, comme la fumée de silice) ;
- améliorer la résistance ultime (propriétés mécaniques) ;
- améliorer l'imperméabilité ;
- améliorer la durabilité face aux attaques chimiques ;
- diminuer la chaleur d'hydratation dégagée par le béton, d'où diminution de la fissuration d'origine thermique, etc....

I.3.2. Avantages économiques

D'une part, le ciment Portland représente le composant le plus cher d'un mélange de béton, et comme la production du ciment est un grand consommateur d'énergie, les coûts d'énergie

se reflètent dans le coût du ciment.

D'autre part, la plupart des ajouts minéraux sont des sous-produits d'autres procédés industriels comme la sidérurgie et les centrales thermiques, et leur coût est souvent égal au coût du transport et de la manipulation, et qui exigent relativement peu ou pas de dépense d'énergie pour être utilisés comme ajouts minéraux.

Donc, l'utilisation des ajouts minéraux en remplacement partiel du ciment peut aboutir à des économies substantielles dans l'énergie et dans les coûts de production, ce qui se reflète dans le prix du béton.

I.3.3. Avantages écologiques et environnementaux

Le volume total des ajouts minéraux issus des procédés industriels (sous-produits), produit chaque année par les centrales thermiques et les fours métallurgiques excèdent 500 millions de tonnes. Beaucoup de ces sous-produits contiennent des éléments toxiques qui peuvent être dangereux pour la santé humaine s'ils sont déversés dans la nature. Leur utilisation dans les industries de ciment et de béton constitue une utilisation sûre pour les êtres humains et l'environnement.

De plus, chaque tonne de ciment Portland produite est accompagnée par une quantité semblable de dioxyde de carbone CO_2 comme un sous-produit, qui est rejeté dans l'atmosphère. Pendant la fabrication du ciment, la cuisson du mélange de calcaire et d'argile dans le four de la cimenterie, provoque la transformation du calcaire CaCO_3 en chaux CaO et en dioxyde de carbone CO_2 . Plus de 60% des émissions de CO_2 lors de la fabrication du ciment proviennent de cette décarbonatation, le reste provient de la dépense d'énergie liée à la production de hautes températures pour la cuisson de ciment. Cela signifie que la production de ciment Portland d'aujourd'hui de 1 milliard de tonne/année est déjà responsable du chargement environnemental substantiel par le CO_2 , qui est un facteur principal dans l'effet "de serre". Dans l'intérêt de protection de l'environnement, il est donc désirable que la demande de ciment naissante dans le monde soit rencontrée par des taux élevés d'utilisation d'ajouts minéraux plutôt que par de nouvelles augmentations de la production du ciment Portland, qui était la pratique dans le passé.

I.4. Caractère des ajouts minéraux

Un ajout minéral peut avoir un des trois caractères (**Neville, 2000 ; Chanvillard, 1999 ; Soroka, 1993**) :

Un caractère **hydraulique latent**, c'est-à-dire qu'il peut réagir hydrauliquement à la température ambiante, mais seulement en présence d'une quantité adéquate d'activant et en

étant sous forme finement divisée. Les matériaux hydrauliques latents sont d'habitude vitreux (amorphes) et contiennent principalement les oxydes CaO, SiO₂ et Al₂O₃.

Soit avoir un caractère **pouzzolanique**, c'est-à-dire qu'il est défini comme étant un matériau siliceux ou silico-alumineux (matériau avec un grand pourcentage de SiO₂ ou SiO₂+Al₂O₃ sous forme amorphe) qui seul possède peu ou pas de valeur hydraulique, mais qui finement divisé est capable de fixer la chaux à la température ambiante et à former des composés ayant des propriétés hydrauliques, c.-à-d. pouvant faire prise et durcir par hydratation. On dit qu'un tel matériau expose une activité pouzzolanique et les réactions chimiques impliquées sont appelées réactions pouzzolaniques.

Soit être chimiquement **inerte**, c.-à-d. il ne réagit pas chimiquement dans une mesure significative au cours de l'hydratation, mais il peut provoquer un effet catalyseur sur l'hydratation des autres matériaux. Comme il peut changer la rhéologie de la pâte de ciment frais et/ou quelques propriétés du matériau durci par son action physique.

I.5. Ajouts minéraux : production, propriétés physiques et chimiques

Parmi les ajouts minéraux les plus communément utilisés mondialement on retrouve le laitier de haut fourneau, la cendre volante, la fumée de silice, la pouzzolane naturelle et le calcaire. Ceux utilisés dans les cimenteries algériennes sont principalement le laitier de haut fourneau, la pouzzolane naturelle et le calcaire, vu leur disponibilité sur le territoire national.

I.5.1. Laitier de haut fourneau

Le laitier de haut fourneau qui est un ajout minéral à caractère hydraulique latent, est un sous-produit de la fabrication de la fonte (un alliage de fer) dans les hauts fourneaux (**Figure I.1**). Pour la fabrication de la fonte, le haut fourneau est continuellement alimenté par des charges alternées de minerai de fer, de fondant (calcaire et/ou dolomite) et de coke (comme combustible) par le gueulard au sommet du haut fourneau, tandis que l'air chaud est insufflé par les tuyères en bas du haut fourneau. Donc, l'air chaud (1000°C) provoque la combustion du coke pour former du dioxyde de carbone et de la chaleur ($C + O_2 \rightarrow CO_2 + \text{chaleur}$). La chaleur décompose le calcaire en oxyde de calcium et en dioxyde de carbone additionnel ($CaCO_3 \rightarrow CaO + CO_2$). Le dioxyde de carbone oxyde le coke pour former du monoxyde de carbone ($CO_2 + C \rightarrow 2CO$) qui à son tour réduit le minerai de fer en fer. ($3CO + Fe_2O_3 \rightarrow 2Fe + 3CO_2$). Il apparaît alors trois types d'écoulements. La charge solide descend doucement, par gravité, du fait de la consommation de coke aux tuyères, d'une part et de la réduction et de la fusion du minerai de fer, d'autre part. Les liquides ainsi formés percolent à travers le coke

jusqu'au creuset. Le gaz formé par la combustion aux tuyères monte au gueulard en traversant la charge solide. (Alexandre & Sebileau, 1988)

La fusion du minerai de fer dans le haut fourneau provoque la séparation gravitaire de deux liquides (Venuat, 1989 ; De Larrard, 2002 ; Aïtcin, 2001):

- la fonte, plus lourde (de densité supérieure à 7.0) en partie inférieure et qui a une température moyenne de 1450 °C ;
- et, un résidu surnageant, plus léger de densité beaucoup plus faible de l'ordre de 2.8, appelé **laitier** (en raison de sa couleur claire lorsqu'il est à température ambiante) et qui a une température comprise entre 1425 et 1550 °C.

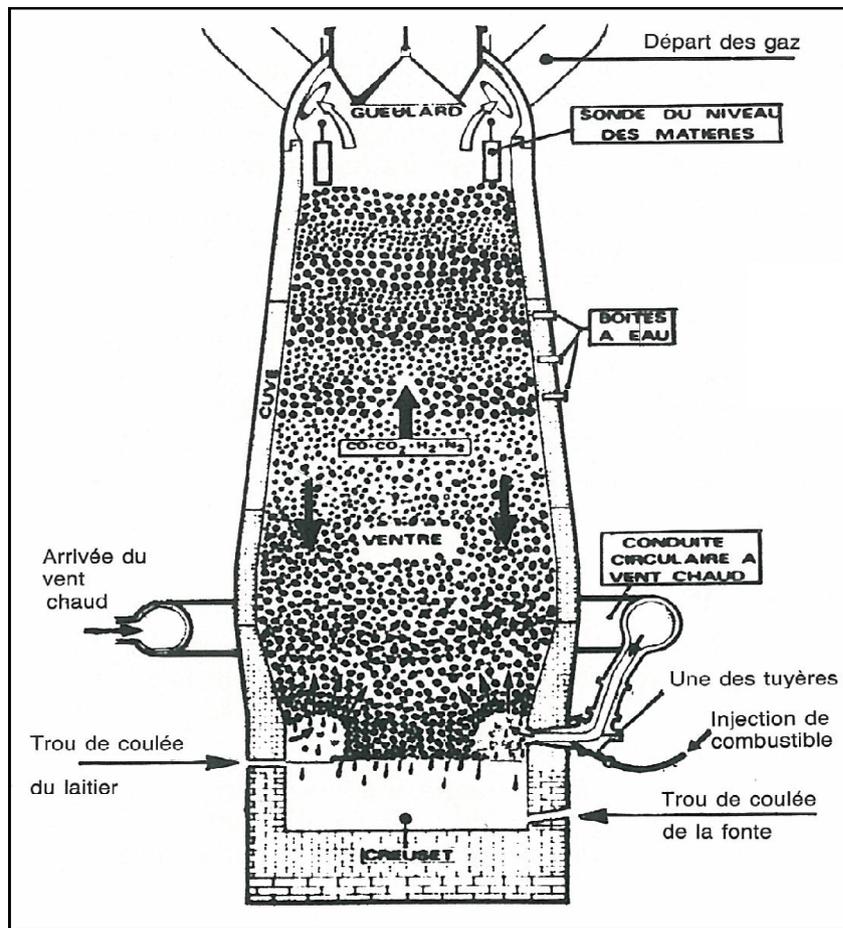


Figure I.1: Représentation schématique d'un haut fourneau en service (Alexandre & Sebileau, 1988)

Différentes formes de laitier sont obtenues suivant le mode de refroidissement du laitier fondu. Les deux principaux modes de traitement du laitier : le refroidissement lent et le refroidissement rapide (brutal). Par le refroidissement lent du laitier à l'air libre on obtient un laitier cristallisé, tandis que par le refroidissement rapide on obtient un laitier amorphe ou vitrifié (c.-à-d. non cristallisé), et c'est cette dernière forme de laitier qui est utilisée comme

ajout minéral pour béton (Alexandre & Sebileau, 1988). Tout en sachant qu'un cristal est un corps solide pouvant affecter une forme géométrique bien définie et caractérisé par une répartition régulière et périodique des atomes (Le Petit Larousse, 2010).

Donc, à la sortie du haut fourneau le laitier fondu est rapidement refroidi (trempé) en dessous de 800 °C pour former du laitier vitrifié. Il se présente alors sous forme de sable et est appelé laitier granulé. Les particules de ce sable ont une forme irrégulière à arêtes tranchantes (Venuat, 1989).

Chimiquement, les laitiers sont des mélanges de chaux, de silice et d'alumine (Tableau I.1), c'est-à-dire des mêmes oxydes composant le ciment Portland ordinaire, mais dans des proportions différentes (Neville, 2000).

Tableau I.1: Composition chimique type de laitiers de haut fourneau (Aïtcin, 2001)

	Laitier français	Laitier nord-américain
SiO ₂	29 à 36	33 à 42
Al ₂ O ₃	13 à 19	10 à 16
CaO	40 à 43	36 à 45
Fe ₂ O ₃	< 4 %	0,3 à 20
MgO	< 6 %	3 à 12
S ⁻	< 1,5 %	-

Ce sont des silico-aluminates de calcium et de magnésium (Venuat, 1989) formés des impuretés du minerai de fer, des fondants ajoutés, et des impuretés du coke (Figure I.2). On récupère environ 300 Kg de laitier par tonne de fonte (Neville, 2000).

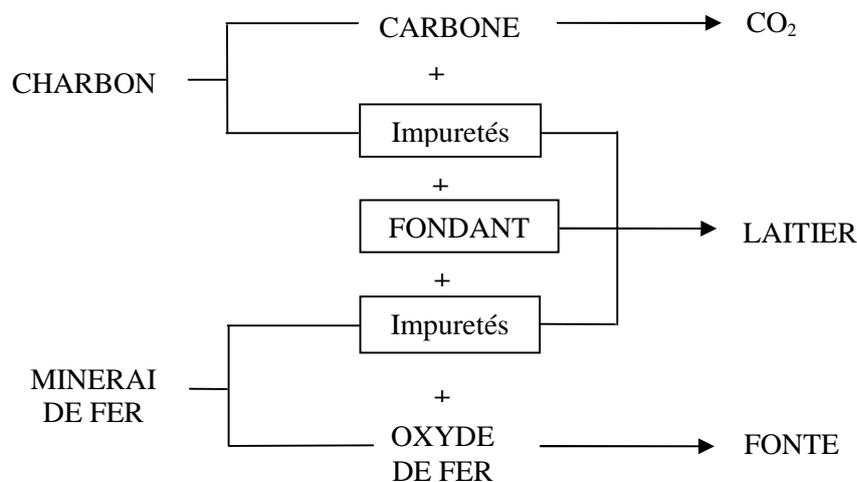


Figure I.2: Représentation schématique de la production de laitier de haut fourneau (Aïtcin, 2001)

I.5.2. La pouzzolane naturelle

Les pouzzolanes, sont les matériaux possédant un caractère pouzzolanique. Généralement, les pouzzolanes peuvent être subdivisées en matériaux naturels et artificiels (sous-produit). Les premiers comme leur nom l'indique sont des roches naturelles et leurs traitements sont d'habitude limités au concassage, broyage, et tamisage. De tels matériaux incluent les cendres volcaniques et les dépôts de lave (par exemple les verres volcaniques et les tufs volcaniques) et sont connus, par conséquence, comme 'les pouzzolanes naturelles'. Un autre type de pouzzolane naturelle est la terre à diatomées, c'est-à-dire une terre qui est principalement composée des squelettes siliceux de diatomées déposés de l'eau fraîche ou de mer. Les argiles et les schistes qui sont des roches sédimentaires ne possèdent pas de propriétés pouzzolaniques. Cependant, quand ils sont traités thermiquement à des températures de 600-900°C, de tels matériaux deviennent pouzzolaniques et sont appelés 'pouzzolanes calcinées'. Les pouzzolanes calcinées sont en réalité des pouzzolanes artificielles, mais d'habitude ils sont groupés avec les pouzzolanes naturelles. Comme mentionné plus tôt, le deuxième groupe de pouzzolanes, sont des sous-produits de procédés industriels. Les matériaux les plus communs de ce groupe sont la cendre volante et la fumée de silice (Soroka, 1993).

La pouzzolane naturelle utilisée dans notre travail est une roche d'origine volcanique essentiellement composé de silice, (SiO_2) d'alumine (Al_2O_3) et d'oxyde de fer (Fe_2O_3) avec un pourcentage dépassant 70%. Elle est disponible en Algérie dans des gisements situés dans la région de Béni Saf à l'ouest Algérien, avec une composition chimique type (voir **Tableau I.2**) et une composition minéralogique type (voir **Tableau I.3**). (Ghrici, Kenai & Meziane, 2006)

Tableau I.2: Composition chimique type de pouzzolane naturelle algérienne (Ghrici et al., 2006)

	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	CaO	MgO	$\text{CaO}(\text{free})$	SO_3	IR*	LOI**
Pozzolana	46.86	16.62	9.37	9.38	2.84	-	0.36	-	5.79

* Insoluble residue

** Loss on ignition

Tableau I.3: Composition minéralogique type de pouzzolane naturelle algérienne (Ghrici et al., 2006)

Mineral	Plagioclase	Augite	Analcine	Chlorite	Haematite	Glass content	Other
Percentage	40	15	12	6	8	14	8

Il est indispensable que la pouzzolane soit sous forme finement broyée, car seul cet état permet à la silice de se combiner avec l'hydroxyde de calcium (produit par l'hydratation du ciment portland) en présence d'eau pour former des silicates de calcium stables ayant des propriétés hydrauliques. La silice doit être amorphe, c'est-à-dire vitreuse, étant donné que la silice cristallisée a une très faible réactivité. (Neville, 2000)

Car, ce n'est pas essentiellement la composition chimique, mais plutôt les caractéristiques minéralogiques et granulométriques qui déterminent, comment un ajout minéral influence les propriétés technologiques importantes du béton, comme l'ouvrabilité, la résistance, et l'imperméabilité. (Malhotra & Mehta, 1996)

I.5.3. Le calcaire

Le calcaire est une roche sédimentaire formée essentiellement de carbonate de calcium CaCO_3 (Le Petit Larousse, 2010).

Le calcaire a été longtemps utilisé dans la fabrication des ciments comme matière première. Il a aussi été utilisé comme constituant des ciments composés et comme ajout aux mortiers ou aux bétons, afin de corriger la granulométrie, et d'augmenter la compacité, et aussi pour économiser de l'énergie et réduire le coût de production du ciment. (Venuat, 1989)

Le calcaire finement broyé est souvent dénommé filler calcaire, en référence à son rôle essentiel de remplissage de la granulométrie ('to fill' en anglais signifie 'remplir'). Néanmoins, l'effet filler ne permet pas à lui seul d'expliquer la contribution observée de cet ajout aux performances mécaniques du béton (l'effet filler se manifeste lorsqu'un béton manque de fines pour être un empilement de compacité optimale. Par suite, l'ajout d'une fine complémentaire permet de réduire le dosage en eau à même ouvrabilité et donc augmente la compacité). Plusieurs pistes sont à l'étude qui relèvent plus d'un aspect physique, annoncent que, lors de la réaction d'hydratation du ciment, les hydrates se développent (en parle de germination) sur un support. Ce support est dans un béton ordinaire le grain de clinker lui-même. Il se produit donc un bouclier d'hydrates autour de chaque grain de clinker qui à terme modifie la cinétique de la réaction et l'homogénéité de la distribution spatiale des hydrates. Les additions calcaires viendraient jouer le rôle de support pour les hydrates, libérant de fait momentanément les grains de clinker. A court terme, la réaction est alors plus rapide et plus homogène. Cet effet peut cependant s'atténuer lorsque la réaction arrive à terme. Notons que cet aspect de support pour la germination existe probablement aussi dans le cas des fines telles que les cendres volantes. (Chanvillard, 1999)

Le calcaire n'est pas chimiquement inerte, il réagit avec le C_3A et le C_4AF pour former des carboaluminates (monocarboaluminate de chaux $C_3A.CaCO_3.11H_2O$). Cependant, les chercheurs ne s'accordent pas sur les conséquences de cette réaction sur l'hydratation et la résistance à la compression des matériaux cimentaires. (Lawrence, Cyr & Ringot, 2005 ; Neville, 2000)

Les calcaires comme fillers sont les plus « réactifs » en présence de ciment. La réactivité dépendrait de la nature du calcaire, de son état de cristallisation. C'est ainsi qu'une calcite à réseau cristallin désorganisé donne des augmentations de résistance plus rapides qu'une calcite bien cristallisée. Le broyage pourrait « désorganiser » la structure et améliorer (en plus de l'action propre due à l'augmentation de la finesse), la réactivité. Et quand ils sont ajoutés au ciment ou au béton jouent plusieurs rôles: ils complètent la granulométrie (béton plus ouvrable, retenant mieux l'eau) ; ils bouchent les capillaires (rôle d'hydrofuge) ; ils modifient la cohésion de la pâte interstitielle et accroissent son pouvoir de lubrification. (Venuat, 1989)

I.6. Effets des ajouts minéraux

La contribution des additions minérales à l'activité liante du ciment résulte essentiellement de deux effets : un effet physico-chimique et microstructural engendré par la présence des particules des additions dans la matrice cimentaire modifiant le processus d'hydratation du ciment et la structuration des produits hydratés et un effet chimique engendré par la réactivité chimique en milieu cimentaire de certaines phases minérales, caractérisées par des propriétés pouzzolaniques ou hydrauliques, éventuellement présentes dans les additions. Les deux effets agissent simultanément et de manière complémentaire sur les performances finales des matériaux cimentaires avec additions (résistances mécaniques, propriétés physiques, performances de durabilité). Par ailleurs, la présence des additions engendre un troisième effet, à caractère essentiellement physique. Il s'agit de l'effet granulaire relatif aux modifications induites par la présence des particules fines dans le squelette solide du mélange. Cet effet agit lors de la mise en œuvre du mélange frais et peut avoir des conséquences favorables lorsque les particules des additions réussissent à remplir les porosités du squelette granulaire et libérer l'eau contenue ou au contraire défavorables lorsque la quantité d'eau ou d'adjuvant nécessaire à la dispersion des particules de l'addition dans le mélange est importante. Dans les deux cas, l'effet granulaire influe sur le processus d'hydratation et par voie de conséquence sur l'ampleur et l'évolution des deux autres effets des additions. (Bessa, 2003)

I.7. Effet chimique des ajouts minéraux

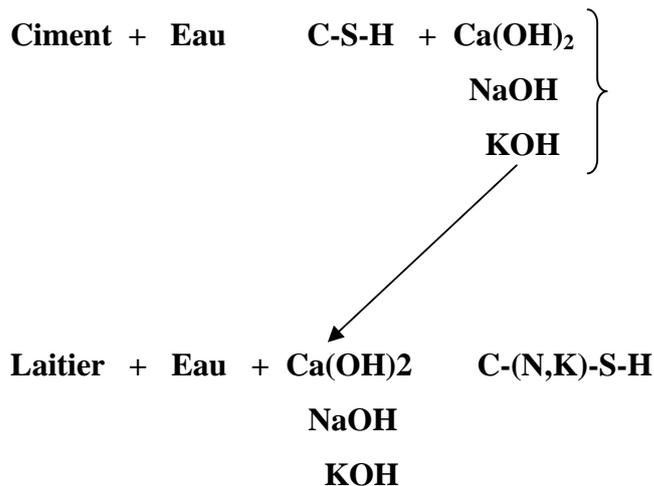
I.7.1. Ajouts hydrauliques latents

Le laitier de haut fourneau est un matériau hydraulique latent et, en l'absence d'un activant approprié, son hydratation est plutôt lente. L'activation du laitier de haut fourneau peut être provoquée par des alcalis forts, comme NaOH, KOH et Ca(OH)_2 et des sulfates, comme le gypse (CaSO_4). Le ciment Portland contient le gypse et les alcalis. De plus, une quantité substantielle de chaux est produite suite à l'hydratation de ciment. De là, le ciment Portland peut être utilisé comme un activant du laitier de haut fourneau. (Soroka, 1993)

Les activateurs réagissent chimiquement avec le laitier, et augmentent le pH du système. Une fois un pH critique atteint la structure vitreuse du laitier est 'dérangée', la réactivité est relâchée et le laitier commence à réagir avec l'eau produisant ces propres gels. Les réactions chimiques qui surviennent entre le ciment Portland, l'eau et le laitier sont très complexes et sont récapitulées ci-dessous. (Newman & Choo, 2003)

Les produits d'hydratation du laitier de haut fourneau granulée sont essentiellement semblables à ceux produits par l'hydratation du ciment Portland à l'exception que l'hydroxyde de calcium n'est pas produit (Soroka, 1993). La pâte de ciment au laitier durcie présente une moindre quantité de chaux (portlandite), par rapport à celle issue de l'hydratation du ciment portland seul. C'est pourquoi les ciments au laitier sont particulièrement indiqués pour les bétons soumis à des ambiances agressives. (De Larrard, 2000)

Réactions primaires :

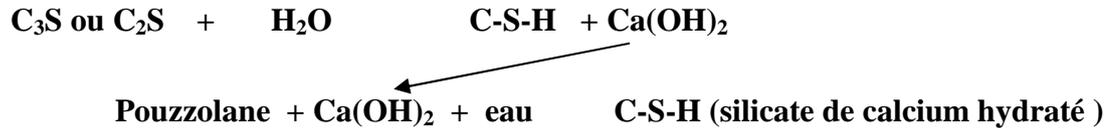


Réactions secondaires :

- (i) Produits de la réaction primaire du ciment + Laitier
- (ii) Produits de la réaction primaire du ciment + Produits de la réaction primaire du laitier

I.7.2. Ajouts pouzzolaniques

La réaction pouzzolanique mobilisée par les ajouts minéraux à caractère pouzzolanique consiste à développer des silicates de calcium hydratés C-S-H avec la silice réactive (essentiellement dans un état amorphe) de ces ajouts en consommant des cristaux de chaux formés par l'hydratation des composants C_3S et C_2S du clinker. (Chanvillard, 1999)



I.8. Effet de remplissage des ajouts minéraux, ou effet filler

Pour mériter son appellation de pierre naturelle, un béton se doit d'être formulé en recherchant une compacité maximale. La notion de compacité traduit le volume de solide compris dans un volume total unité. La compacité est bien évidemment complémentaire à la porosité (compacité + porosité = unité). (Chanvillard, 1999)

Les fillers sont des matériaux de remplissage, qui viennent remplir les porosités et les micro-vides des mélanges de bétons et mortiers à l'état frais, et ainsi étendre le spectre des mélanges granulaires. Cette extension est obtenue par l'utilisation d'éléments fins et ultrafins (fumées de silice, fillers calcaires, etc), destinés à remplir les micro-vides de l'empilement des grains en améliorant ainsi la compacité du mélange tout en faisant progresser encore les qualités de sa rhéologie à l'état frais (Malier, 1992).

L'effet filler implique donc la modification de la porosité initiale des mélanges (mortiers, bétons) ou en d'autres termes la modification de la compacité, qui peut être reliée aux variations de densité et teneur en air des mélanges de mortiers et bétons frais. (Lawrence et al., 2005)

Donc, un filler est un matériau très finement broyé, qui, en raison de ses propriétés physiques, a un effet bénéfique sur certaines propriétés du béton, telles que la maniabilité, la masse volumique, la perméabilité, la capillarité, le ressuage ou la tendance à la fissuration. Les fillers sont en général chimiquement inertes, mais le fait qu'ils présentent certaines propriétés hydrauliques n'est pas en soi désavantageux, de même que s'ils présentent une réaction avec certains composés développés au cours de l'hydratation. Les fillers peuvent être des matériaux naturels ou provenant de procédés industriels. Ils ne doivent pas accroître le besoin en eau lorsqu'ils sont utilisés dans le béton, à moins d'utiliser un réducteur d'eau, faute

de quoi ils affectent défavorablement sa résistance aux intempéries ou sa protection contre la corrosion des armatures. Ils ne doivent manifestement pas conduire à une régression à long terme de la résistance du béton. (Neville, 2000)

I.9. Formulation des bétons avec ajouts minéraux

Dans la formulation des bétons avec ajouts minéraux, les ajouts minéraux sont ajoutés au béton comme une partie du système cimentaire total. Ils peuvent être utilisés en plus de, ou comme remplacement partiel du Ciment Portland ou du Ciment Composé dans le béton, selon les propriétés des matériaux et l'effet désiré sur le béton. (Kosmatka, Kerkhoff & Panarese, 2002)

Les quantités optimales d'ajouts minéraux utilisés avec le Ciment Portland ou le Ciment Composé sont déterminées par essai, par le coût relatif et la disponibilité des matériaux, et par les propriétés spécifiées du béton. (Kosmatka et al., 2002)

Par exemple quand les ajouts minéraux sont utilisés pour améliorer une propriété particulière du béton, comme la résistance à la réactivité alcali-granulats. La quantité optimale à utiliser devrait être établie par essai pour déterminer (1) si le matériau améliore en effet la propriété et (2) le dosage correct, vu qu'un surdosage ou un sous-dosage peut être nuisible ou ne réalise pas l'effet désiré. Les ajouts minéraux aussi réagissent différemment avec les différents ciments. (Kosmatka et al., 2002)

I.10. Adjuvant fluidifiant

L'eau est un ingrédient essentiel du béton qui remplit deux fonctions de base : une fonction physique qui donne au béton les propriétés rhéologiques nécessaires et une fonction chimique qui permet le développement de la réaction d'hydratation. (Aïtcin, 2001)

Fonction physique

Les particules de ciment présentent de nombreuses charges électriques ou superficielles non saturées qui les amènent à flocculer (**Figure I.3**) quand elles sont mises en contact avec un liquide aussi polaire que l'eau. En flocculant, les particules de ciment piègent une certaine quantité d'eau qui n'est plus alors disponible pour lubrifier le béton. (Aïtcin, 2001)

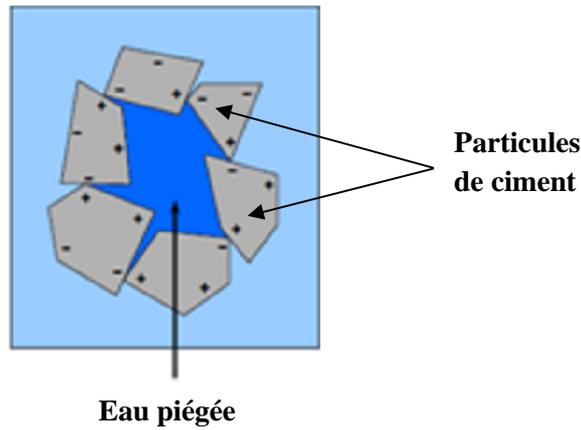


Figure I.3 : Ciment floclé

Alors, pour obtenir un béton maniable quand on n'utilise que de l'eau et du ciment, il est donc nécessaire d'utiliser plus d'eau qu'il n'en faut pour hydrater toutes les particules de ciment. Cette eau additionnelle qui ne sera jamais liée à des particules de ciment dans la pâte durcie crée une porosité à l'intérieur de la pâte durcie qui affaiblit les propriétés mécaniques du béton et diminue considérablement sa durabilité. (Aïtcin, 2001)

Fonction chimique

Dans la réaction d'hydratation du ciment, le volume qui était initialement occupé par le solide et l'eau est rempli des produit d'hydratation du ciment. L'eau nécessaire à cette réaction chimique est faible : il suffirait d'ajouter de l'ordre du dixième du poids du ciment pour le faire prendre intégralement. Or cette faible quantité est insuffisante pour donner une pâte fluide. Pour former une pâte apte à être coulée dans un coffrage, on doit prendre un taux d'eau de l'ordre du tiers du poids du ciment. (Bortzmeyer, Ducerf, Isambourg & Lesueur, 2001)

Alors, pour réduire la tendance naturelle d'un ciment à flocler et ainsi diminuer la quantité d'eau de gâchage nécessaire pour obtenir un béton de maniabilité donnée, des adjuvants chimiques sont utilisés (Aïtcin, 2001), et tout particulièrement des superplastifiants hautement réducteurs d'eau, des produits qu'en appelait auparavant « fluidifiants » (Figure I.4) (Dreux & Festa, 1998), qui sont des agents dispersants connus pour leurs propriétés dispersantes et sont utilisés pour neutraliser les charges électriques que l'on retrouve à la surface des particules de ciment et ainsi réduire leur tendance à flocler (Aïtcin, 2001)

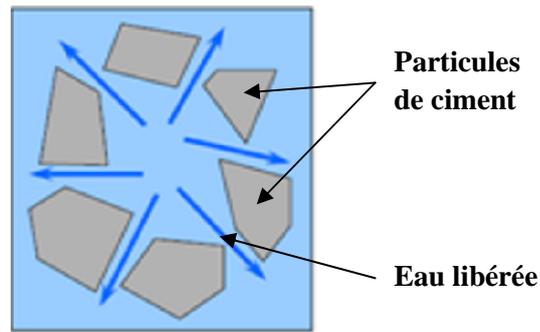


Figure I.4 : Défloculation des particules de ciment par l'utilisation d'un adjuvant fluidifiant

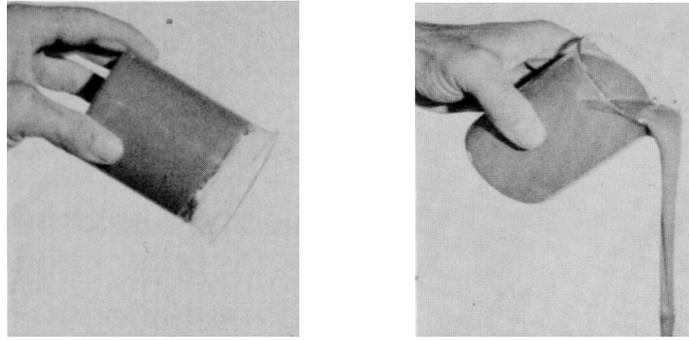
La teneur en superplastifiant peut être exprimée en litre de solution commerciale par m^3 de béton (l/m^3), ou en pourcentage de solides par rapport à la masse de ciment parce que les superplastifiants commerciaux n'ont pas la même teneur en solides (actifs) ni la même densité (Aïtcin, 2001) et dans le cas d'utilisation d'ajouts minéraux, la quantité nécessaire de superplastifiant dépend de l'ensemble des granulats fins (ciment, additions, fines). (Aïtcin & Baron, 1997)

I.11. Effets des superplastifiants

La principale action des molécules de superplastifiant est de s'enrouler autour des grains de ciment et de leur conférer une charge hautement négative, de sorte qu'ils se repoussent les uns les autres, conduisant à une défloculation et à une dispersion des grains de ciment (Figure I.5). L'amélioration de la maniabilité résultante peut être exploitée de deux façons : par la confection de bétons de très grande maniabilité ou de bétons de très haute résistance. (Neville, 2000)

A un rapport eau/ciment et une teneur en eau donnés dans le béton, l'action dispersante des superplastifiants augmente la maniabilité du béton, en augmentant de façon habituelle l'affaissement de 75 mm à 200 mm, le béton conservant sa cohésion. Un tel béton peut être mis en place avec peu ou pas de serrage et n'est sujet ni à un ressuage excessif ni à la ségrégation, d'où sa désignation de *béton fluide*. (Neville, 2000)

La seconde utilisation des superplastifiants est la confection de bétons de maniabilité normale, mais ayant une très grande résistance en raison d'une réduction substantielle du rapport eau/ciment. Généralement, pour une maniabilité donnée, les superplastifiants peuvent réduire la teneur en eau de 25 à 35% et augmenter la résistance à 24 heures de 50 à 75% et même plus à de plus jeunes âges (Neville, 2000)



(a) Sans plastifiant. (b) Avec superplastifiant (0.3 pour cent).

Figure I.5: Effet des plastifiants sur la fluidité de la pâte de ciment (rapport E/C : 0.3)
(<http://www.nrc-cnrc.gc.ca/fra/idp/irc/dcc/digest-construction-203.html>)

Les superplastifiants ne modifient pas fondamentalement la structure de la pâte de ciment hydraté, leur principal effet étant une meilleure distribution des grains de ciment et, conséquemment, leur meilleure hydratation. Cela pourrait expliquer pourquoi, dans certains cas, les superplastifiants augmentent la résistance du béton à rapport eau/ciment constant. Des augmentations de 10% de la résistance à 24 heures et de 20% à 28 jours ont été observées, mais un tel comportement n'a pas été universellement confirmé. (Neville, 2000)

I.12. Effets des ajouts minéraux sur les propriétés des pâtes, mortiers et bétons

I.12.1. Consistance

Boudchicha (2007) a étudié l'effet du taux de remplacement et de la finesse d'additions minérales (calcaire, pouzzolane, laitier et fumée de silice) incorporés par substitution volumique du ciment dans des mélanges de mortiers, sur la consistance. Pour deux ciments CPJ-CEM II/A 42,5 et CPA-CEM I ES 42,5 notés respectivement C1 et C2, de finesesses respectives 3200 et 3020 cm^2/g ; des ajouts minéraux de finesesses (calcaire : Ca1=3300, Ca2=5100, Ca3=8500 cm^2/g ; Pouzzolane : Pz1=3500, Pz2= 5600 cm^2/g ; Laitier : La=2900 cm^2/g ; Fumée de silice : FS= 15 m^2/g (BET)); et pour un étalement des mortiers de référence de 115 mm.

Il a constaté (Figure I.6) que le comportement des mortiers C2 avec additions à l'état frais sur la table à secousses est similaire à celui des mortiers C1 avec additions. La consistance des mortiers C1 et C2 avec additions dépend de la nature, de la quantité et de la finesse de l'addition incorporée dans le mélange. Il a remarqué aussi que l'étalement des mortiers avec calcaires et pouzzolanes (Ca1, Ca2, Pz1 et Pz2), croit jusqu'à 10% du taux de substitution du ciment, puis décroît avec l'augmentation de la quantité d'addition dans le mélange pour les deux ciments utilisés. Ceci suggère que l'incorporation de ces additions dans les mortiers C1

et C2 à faibles taux de substitution du ciment améliore l'ouvrabilité des mélanges cimentaires, puis deviennent plus fermes à plus forts taux de substitution. Les mortiers frais avec additions calcaires (Ca3), de laitier (La) et de fumée de silice (FS), présentent un étalement qui décroît directement avec l'augmentation de la quantité d'addition dans le mélange, pour les deux ciments utilisés. Ceci suggère que l'incorporation de ces additions dans les mortiers C1 et C2 rend les mélanges cimentaires beaucoup plus fermes. Le mortier sans additions (SA) présente une amélioration continue de l'ouvrabilité.

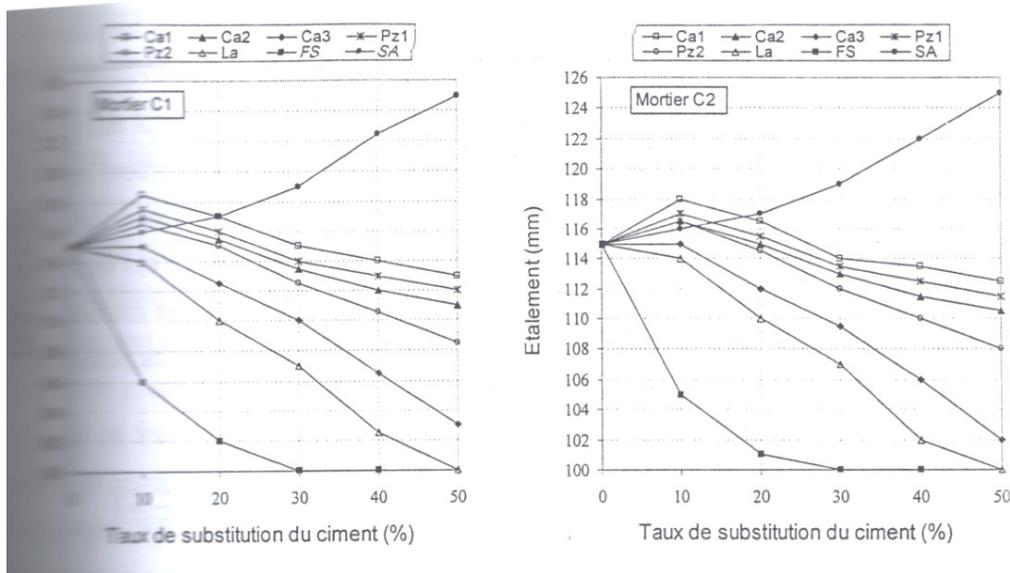


Figure I.6: Variation de l'étalement sur la table à secousses des mortiers C1 et C2, en fonction du taux de substitution du ciment par les additions (Boudchicha, 2007)

I.12.2. Besoin en eau

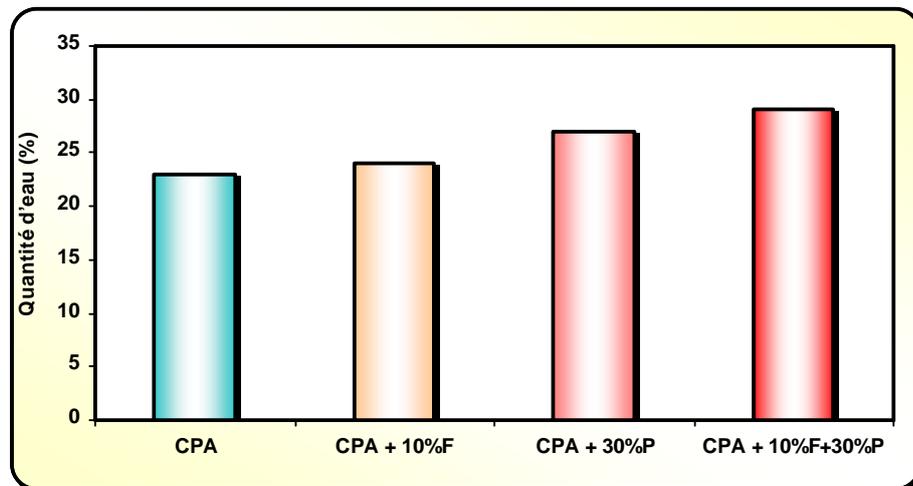


Figure I.7: Variation de la consistance de la pâte en fonction du type de ciment (Refrafi, 2009)

Refrafi (2009) a étudié la demande en eau pour une consistance normale de pâtes préparées à base de CPA, CPA+10% de filler calcaire, et CPA+ 30% pouzzolane. Il a trouvé que la demande en eau augmente avec l'augmentation du pourcentage d'ajout (**Figure I.7**). Ceci est dû d'après **Refrafi (2009)** à la grande surface spécifique des ajouts. Tout en sachant que les finesses du CPA, du filler calcaire et de la pouzzolane sont respectivement de 3050, 3500 et 3500cm²/g.

Guettala (2007) a étudié la demande en eau pour avoir une consistance normale de trois pâtes confectionnées à base de ciment CPA (3200 cm²/g), de ciment CPJ CEM-II/42.5 (3300 cm²/g) et, de ciment CPA avec 20% de sable de dune broyé (4000 cm²/g). Il a trouvé que l'addition de 20% de sable de dune finement broyé diminue la demande en eau par rapport aux pâtes avec ciment CPA et ciment CPJ (**Figure I.8**).

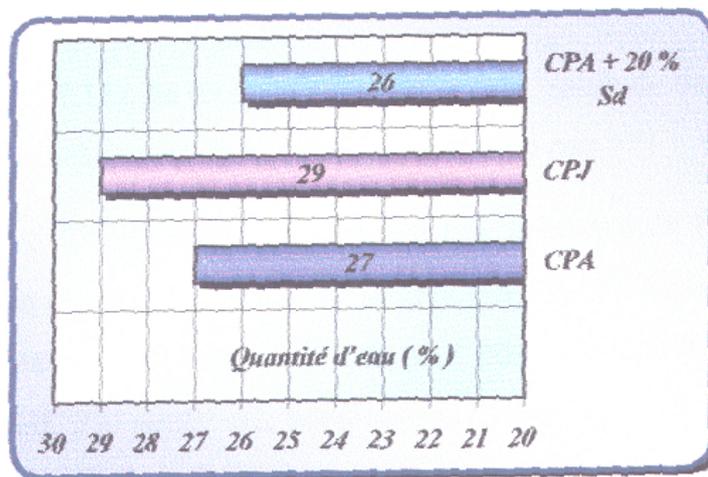


Figure I.8: Variation de la demande en eau de la pâte en fonction du type de ciment (**Guettala, 2007**)

Boudchicha (2007) a étudié l'effet du taux de remplacement et de la finesse d'additions minérales (calcaire, pouzzolane, laitier et fumée de silice) incorporés par substitution volumique du ciment dans des mélanges de mortiers, sur la le besoin en eau. Pour deux ciments CPJ-CEM II/A 42,5 et CPA-CEM I ES 42,5 notés respectivement C1 et C2, de finesses respectives 3200 et 3020 cm²/g ; des ajouts minéraux de finesses (calcaire : Ca1=3300, Ca2=5100, Ca3=8500 cm²/g ; Pouzzolane : Pz1=3500, Pz2= 5600 cm²/g ; Laitier : La=2900 cm²/g ; Fumée de silice : FS= 15 m²/g (BET)) ; et pour un étalement des mortiers de 115 mm. Il a rapporté que pour donner aux mortiers avec additions minérales la consistance de référence (115mm), la quantité d'eau des mélanges est ajustée, entraînant une variation du besoin en eau, cette dernière est définie par la variation du rapport volumique de la quantité d'eau par la quantité de liant (e/l) et évaluée en fonction du taux de substitution du ciment par

les additions minérales (en%). Il a constaté (**Figure I.9**) que le ciment modifie peu les propriétés rhéologiques des mortiers avec additions à l'état frais, ce qui entraîne que le besoin en eau des mortiers C2 avec additions minérales varie de la même manière que celui des mortiers C1 avec additions. Comme il a remarqué que le besoin en eau du mortier de référence C1 est légèrement plus important que celui du mortier de référence C2. Aussi il a constaté que le besoin en eau augmente avec l'augmentation du taux de substitution et que pour des taux de substitution des deux ciments utilisés inférieures à 20% les mortiers avec additions calcaires et pouzzolanes (Ca1, Ca2, Pz1 et Pz2) de finesse inférieure 5500 cm²/g présentent un besoin en eau plus faible que le mortier de référence, et pour des taux supérieures à 20% leurs besoins en eau est plus ou moins proche.

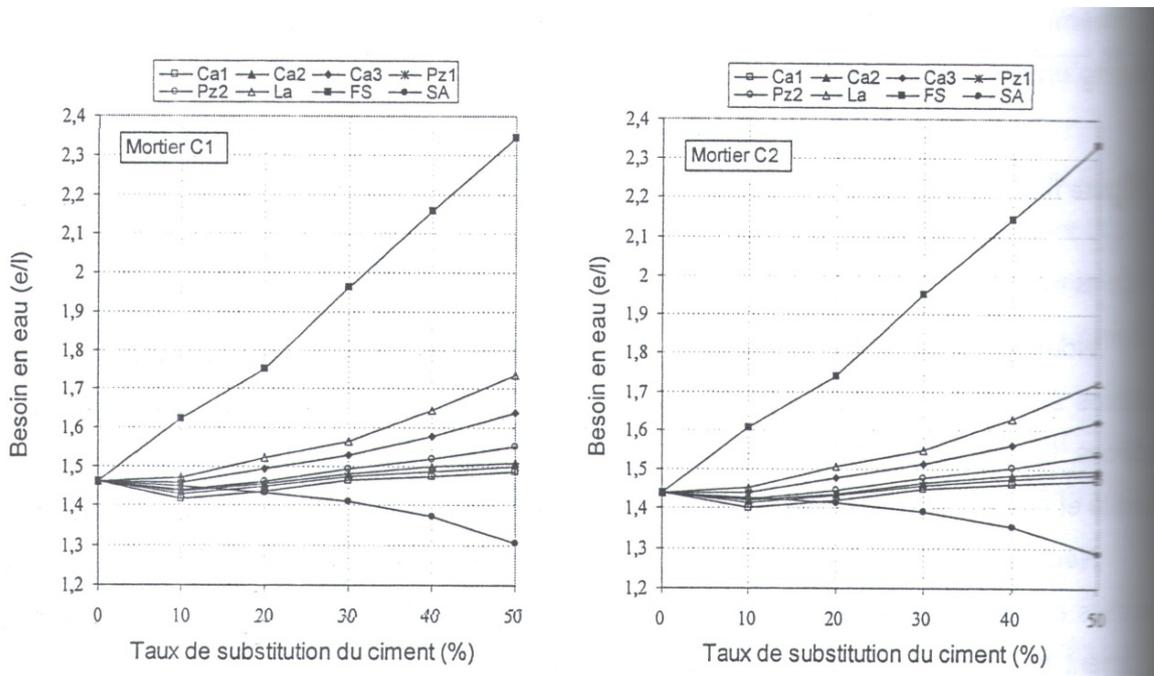


Figure I.9: Variation du besoin en eau des mortiers C1 et C2 à même consistance, en fonction du taux de substitution du ciment par les additions (**Boudchicha, 2007**)

Boudchicha (2007) a noté que les mortiers avec additions calcaires (Ca3) de finesse 8500 cm²/g et ceux avec additions de laitier (La) de finesse 2900 cm²/g présentent un besoin en eau croissant avec le taux de substitution indépendamment de la nature du ciment utilisé, ce comportement est attribué à la grande finesse du calcaire (phénomène de floculation) et à l'irrégularité et l'aspect poreux des particules de laitier, qui n'arrivent plus à remplir les pores du squelette granulaire ou qui absorbent des quantités d'eau complémentaires, se qui peut se traduire par un plus grand besoin en eau, à même consistance. Aussi, les mortiers avec fumée de silice présentent les besoins en eau les plus importants en accord avec sa grande finesse et qui augmentent avec l'augmentation du taux de substitution.

Selon **Boudchicha (2007)** le besoin en eau des mortiers est d'autant plus important que la finesse des particules d'additions est grande (**Figure I.10**) quelque soit la nature du ciment et il est d'autant plus important que le taux de substitution du ciment par l'addition est grand. Ceci est attribué à l'augmentation de la surface à lubrifier des additions minérales, engendrant un besoin en eau plus important pour une même consistance des mortiers.

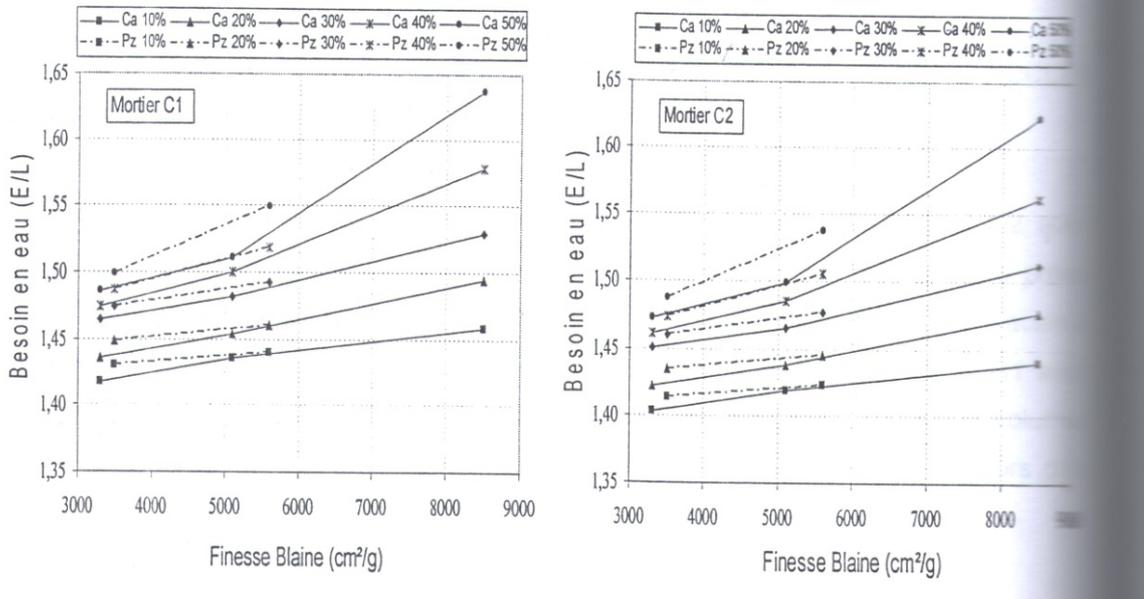


Figure I.10: Variation du besoin en eau des mortiers C1 et C2 en fonction de la finesse des additions (**Boudchicha, 2007**)

Ghrici et al. (2006) ont étudiés l'effet du taux de remplacement du ciment par de la pouzzolane naturelle (0, 10, 20, 30 et 40%) sur la demande en eau. Pour des finesesses de ciment portland et de pouzzolane naturelle de 350m²/kg et 420 m²/kg respectivement, ils ont trouvés que la demande en eau pour le maintien de la consistance, augmente avec l'augmentation du taux de remplacement (**Tableau I.4**). Ils attribuent ce comportement à la grande finesse de la pouzzolane.

Tableau I.4: Demande en eau en fonction du pourcentage de pouzzolane naturelle (**Ghrici et al., 2006**)

	Natural pozzolana (%)				
	0	10	20	30	40
Water demand for standard consistency (%)	27.6	28	28.5	30.6	31.5

I.12.3. Temps de prise

Refrafi (2009) a étudié le temps de prise de pâtes de consistance normale préparées à base de CPA, CPA+10% de filler calcaire, et CPA+ 30% pouzzolane. Il a signalé une diminution

du temps de prise pour les pâtes avec CPA+10% de filler calcaire, et CPA+ 30% pouzzolane par rapport à la pâte avec CPA seul (**Figure I.11**).

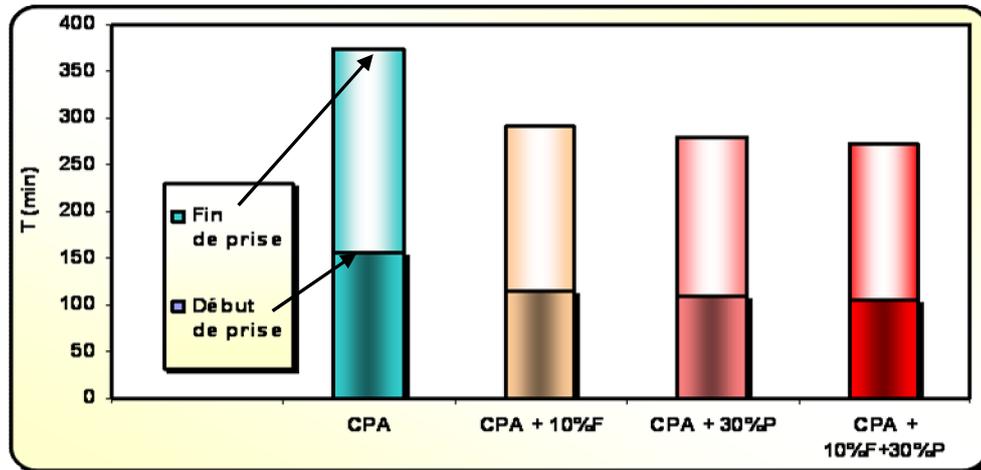


Figure I.11: Temps de début et de fin de prise de la pâte en fonction du type de ciment. (Refrafi, 2009)

Guettala (2007) rapporte que le temps de prise final (**Figure I.12**) des pâtes avec 20% sable de dune broyé (CPA+20%Sd) est retardé par rapport à celui des pâtes à base de ciment CPJ CEM-II/42.5. Il l'explique par "une réaction relativement lente".

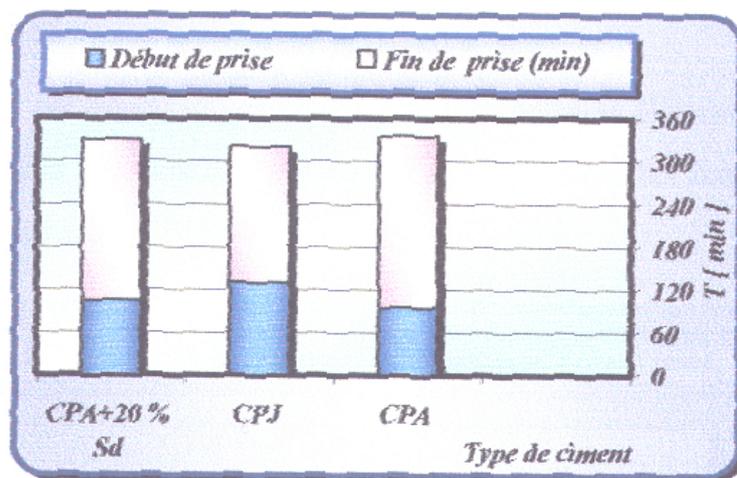


Figure I.12: Temps de début et de fin de prise de la pâte en fonction du type de ciment (Guettala, 2007)

Bougara, Lynsdale et al. (2009) ont étudiés l'effet du taux de remplacement du ciment par du laitier sur le temps de prise (**Tableau I.5**). Ils ont rapportés, pour des mortiers confectionnées à base de laitier Algérien avec un taux de remplacement massique du ciment de 0, 30 et 50%, et une finesse de laitier de 360 m²/kg, un rapport E/C de 0,5 et une finesse de ciment portland de 310 m²/kg, que l'effet de remplacement du ciment par 30% de laitier provoque un retard dans le temps de prise initial et final de près de 1h et 1,5h respectivement.

Tandis que l'accroissement du taux de remplacement de 30 à 50% n'introduit pas une modification significative sur le temps de prise.

Tableau I.5: Temps de prise de mortiers avec et sans ajout de laitier (Bougara, Lynsdale et al., 2009).

Slag content (%)	Initial setting time (min)	Final setting time (min)	Setting time (min)
0	145	188	45
30	210	279	69
50	221	290	71

Water/binder ratio = 0.5; Slag fineness = 360 m²/kg; cement fineness = 310 m²/kg.

Targan, Olgun, Erdogan & Sevinc (2003) rapportent que l'effet général du remplacement du ciment portland par de la pouzzolane naturelle (jusqu'à 20%) est l'augmentation du temps de prise (Tableau I.6). Tandis que le temps de prise final de la pâte diminue généralement avec l'augmentation du taux de remplacement. Ils l'attribuent à l'augmentation de la teneur en pouzzolane naturelle de la pâte, qui résulte en un plus grand contact inter-particulaire, du à sa plus grande surface spécifique, qui augmente la vitesse de prise.

Tableau I.6: Temps de prise des mélanges de ciment avec pouzzolane naturelle (Targan et al., 2003)

Cement mixes	Water (%)	Setting time (h:min)	
		Initial	Final
R	29.4	2:05	4:00
NP ₁	24.6	2:35	4:05
NP ₂	24.8	2:55	3:45
NP ₃	25.7	2:35	3:45
NP ₄	26.2	2:25	4:10
NP ₅	26.8	2:20	3:20
NP ₆	27.1	1:55	3:15

Ghrici et al. (2006) ont étudiés l'effet du taux de remplacement du ciment par de la pouzzolane naturelle (0, 10, 20, 30 et 40%) sur le temps de prise (Tableau I.7). Ils ont trouvés que l'augmentation du taux de remplacement réduit légèrement le temps de prise initial, c'était contraire aux attentes de Ghrici et al. , qui n'ont pas trouvé d'explication.

Tableau I.7: Temps de prise en fonction du pourcentage de pouzzolane naturelle (Ghrici et al., 2006)

	Natural pozzolana (%)				
	0	10	20	30	40
Water demand for standard consistency (%)	27.6	28	28.5	30.6	31.5
Initial setting time (min)	152	146	143	137	109
Final setting time (min)	257	225	200	192	185

I.12.4. Résistance à la compression

Refrafi (2009) a étudié l'effet de remplacement du ciment CPA CEM I 42.5 de M'sila par du filler calcaire de la carrière d'El Khroub (**Tableau I.8**), et par de la pouzzolane de Beni Saf (**Tableaux I.9 et I.10**), sur la résistance à la compression à 7, 28 et 90 jours, pour des mortiers de rapport E/L égal à 0.35, 0.45 et 0.55. Les pourcentages de remplacement par du filler calcaire sont de 5, 10 et 15% et ceux de la pouzzolane sont de 10, 20 et 30%. Les finesses du filler calcaire, de la pouzzolane et du ciment sont de 3500, 3500 et 3050 cm²/g respectivement.

Tableau I.8: Composition chimique du filler calcaire (Refrafi, 2009)

Eléments	SiO ₂	Al ₂ O ₃	CaO	MgO	Fe ₂ O ₃	SO ₃	NaCl	P.A.F
Pourcentage	0.58	0.06	55.80	0.06	0.02	0.08	0.56	43.53

Tableau I.9: Analyse chimique de la pouzzolane (Refrafi, 2009)

Eléments	SiO ₂	Al ₂ O ₃	CaO	MgO	Fe ₂ O ₃	SO ₃	Na ₂ O ₃	K ₂ O	Cl ⁻	P.A.F
Pourcentage	46.46	17.45	9.03	3.88	8.36	1.03	4.32	1.40	0.03	4.85

Tableau I.10: Analyse minéralogique de la pouzzolane (Refrafi, 2009)

Minéraux	Pourcentage
Feldspath plagioclase (Anorthite : CaOAl ₂ O ₃ 2SiO ₂)	40
Pyroxène (Augite: (Mg, Fe) ₂ 2SiO ₆)	15
Verre volcanique	14
Analcime (Zéolithe)	12
Chlorite : (6Mg ₅ AlSi ₃ O ₁₀) (OH)	6
Hématite : Fe ₂ O ₃ Magnétite : Fe ₂ O ₃ FeO Biotite : 2K(Fe, Mg) ₃ AlSiO ₁₀ (OH)	8
Autres minéraux: basaltes, calcites, Dolomites, argiles, etc.	5

Refrafi (2009) a trouvé pour le mortier, qu'entre les pourcentages de remplacement du ciment par du filler calcaire, c'est le pourcentage de 10% qui donne la valeur maximale de la résistance à la compression à 7, 28 et 90 jours, et cela pour un rapport E/L égal à 0.35, 0.45 et

0.55 (Figures I.13, I.14 et I.15). Il l'explique par : un effet physique qui est l'effet de remplissage, et un effet chimique faible qui s'est manifesté par l'augmentation des résistances par la formation de nouveaux composés tels que les carboaluminates.

La résistance à la compression (à 28 jours) diminue avec l'augmentation du rapport E/L (Figure I.16).

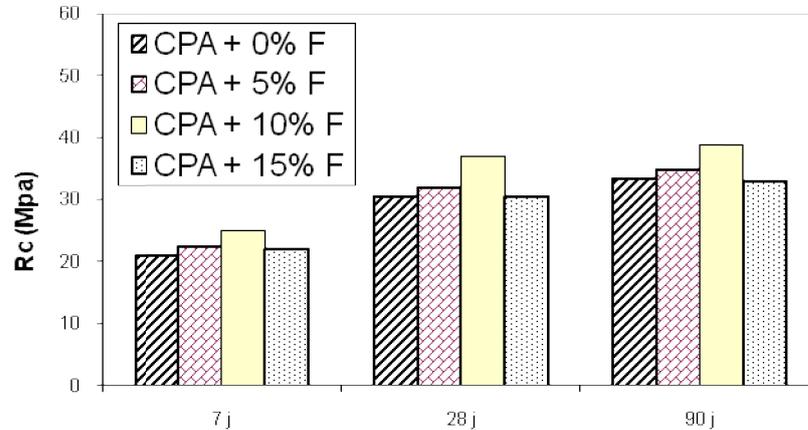


Figure I.13: Evolution de la résistance à la compression de mortier en fonction du temps et du pourcentage du filler (E/L= 0,55) (Refrafi, 2009)

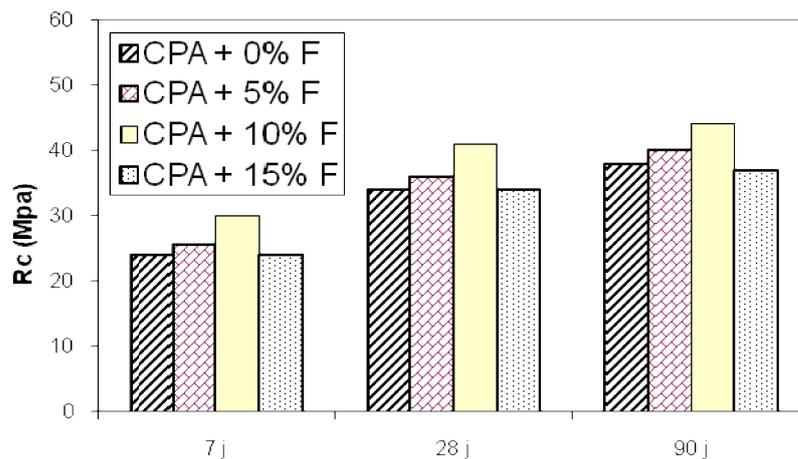


Figure I.14: Evolution de la résistance à la compression de mortier en fonction du temps et du pourcentage du filler (E/L= 0,45) (Refrafi, 2009)

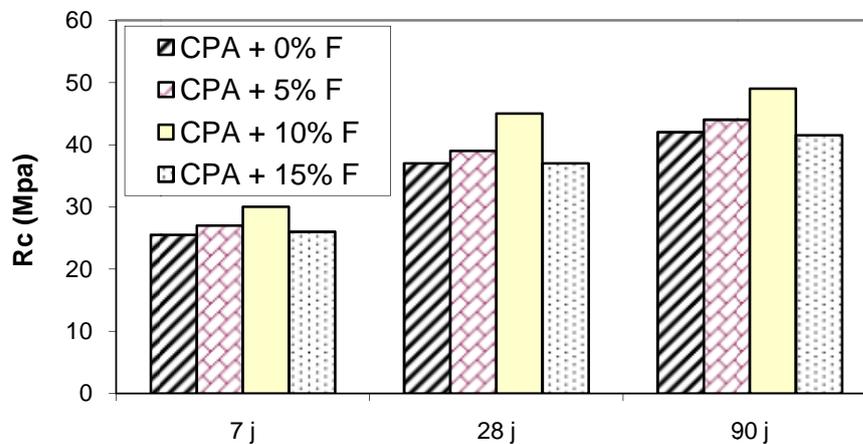


Figure I.15: Evolution de la résistance à la compression de mortier en fonction du temps et du pourcentage du filler (E/L= 0,35) (Refrafi, 2009)

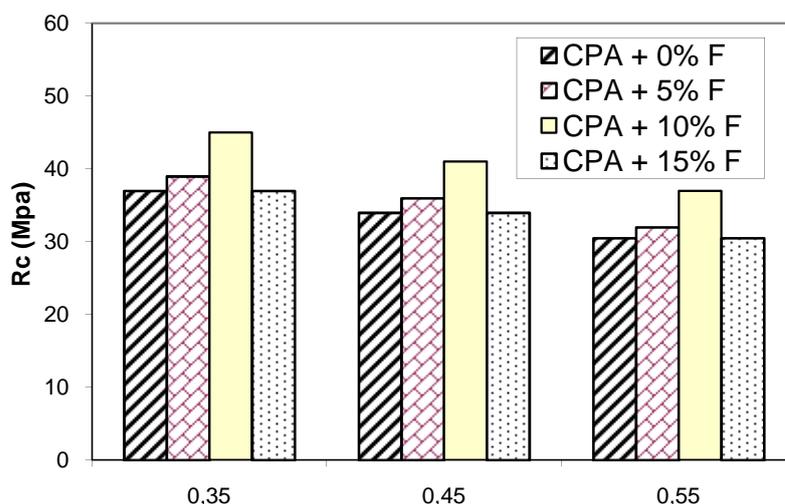


Figure I.16: Evolution de la résistance à la compression à 28 jours de mortier en fonction du rapport E/L et du pourcentage du filler (Refraci, 2009)

Refraci (2009) a rapporté que la résistance à la compression des mortiers diminue avec l'augmentation du pourcentage de remplacement du ciment par de la pouzzolane, elle est inférieure à la résistance du mortier témoin, à 7 et 28 jours, pour un rapport E/L égal à 0,35, 0,45 et 0,55 (Figures I.17, I.18 et I.19). A 90 jours les résistances des mortiers avec pouzzolane sont supérieures à la résistance du béton témoin, mais elles diminuent avec l'augmentation du pourcentage de remplacement. D'après Refraci (2009) l'effet de la pouzzolane ne se manifeste qu'à long terme.

La résistance à la compression décroît avec l'augmentation du rapport E/L (Figure I.20). Refraci (2009) souligne que "ce rapport exerce une grande influence sur la porosité (constituée d'un réseau de pores plus fin et plus discontinu), car il gouverne directement l'espacement initial entre les grains de ciment en suspension dans l'eau de gâchage".

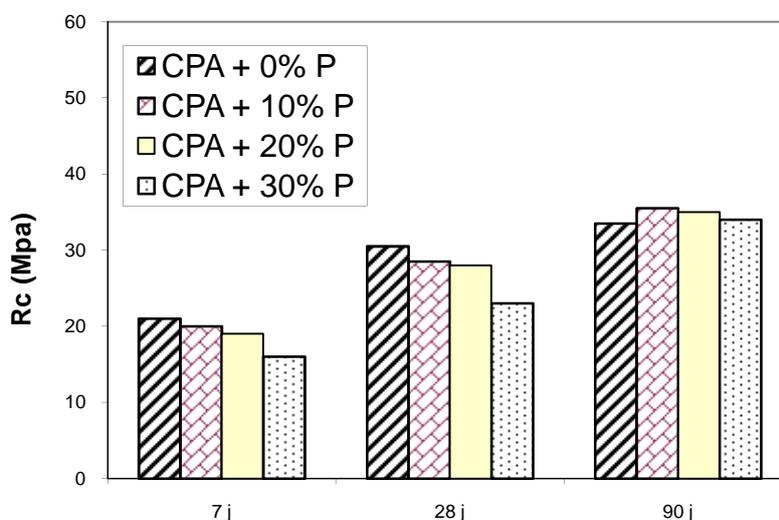


Figure I.17: Evolution de la résistance à la compression de mortier en fonction du temps et du pourcentage de pouzzolane (E/L= 0,55) (Refraci, 2009)

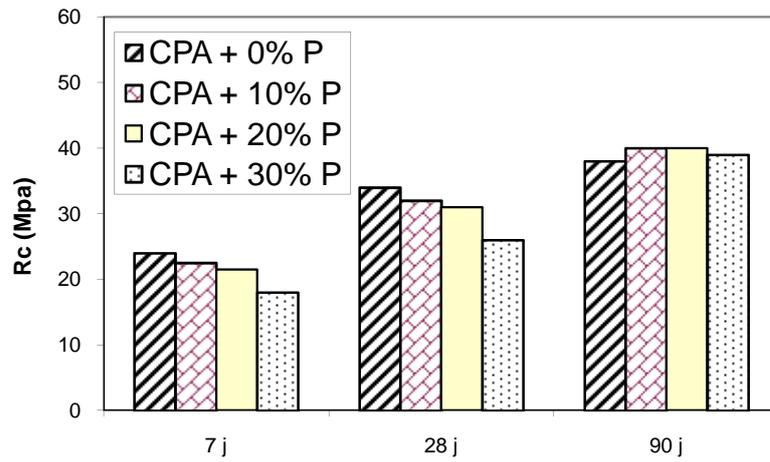


Figure I.18: Evolution de la résistance à la compression de mortier en fonction du temps et du pourcentage de pouzzolane ($E/L= 0,45$) (Refrafi, 2009)

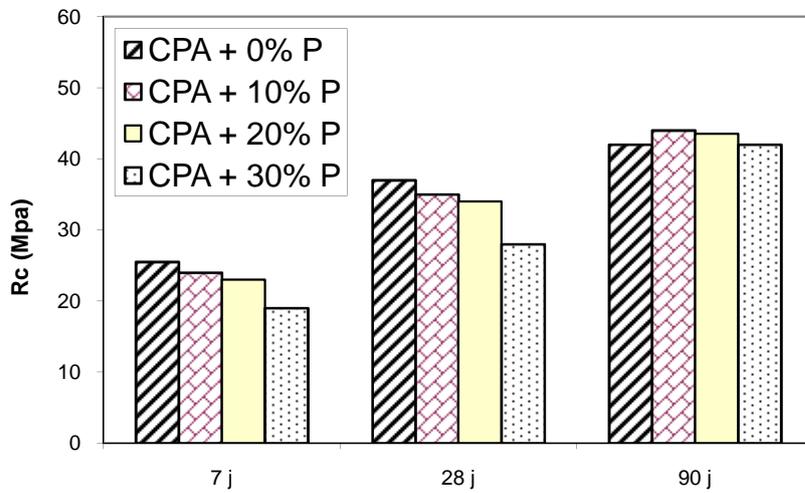


Figure I.19: Evolution de la résistance à la compression de mortier en fonction du temps et du pourcentage de pouzzolane ($E/L= 0,35$) (Refrafi, 2009)

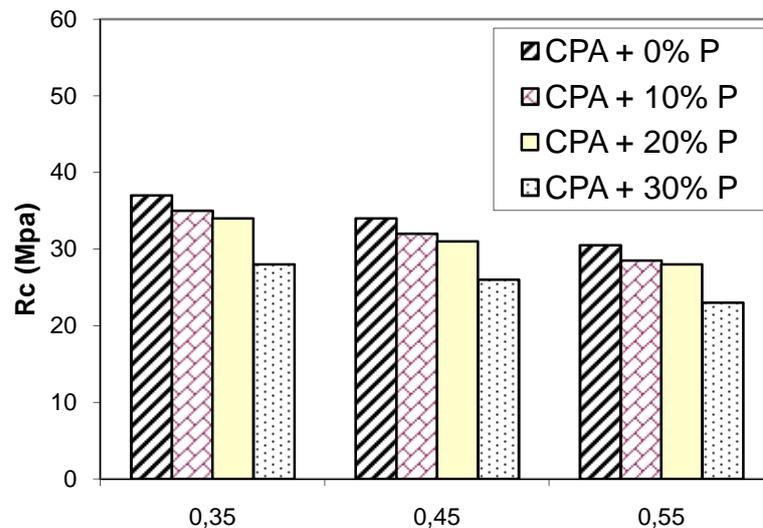


Figure I.20: Evolution de la résistance à la compression à 28 jours de mortier en fonction du rapport E/L et du pourcentage de pouzzolane (Refrafi, 2009)

Refrafi (2009) a comparé les résistances à la compression (**Figure I.21**) de mortiers à base de CPA+10%F, de CPA+30%P avec un mortier à base de CPA seul, et avec un rapport E/L = 0.35.

Il a trouvé que le taux de développement de la résistance du CPA seul à 28 et 90 jours, par rapport à 7 jours, est de 45 % et 65 % respectivement, les résistances du mortier à 10% en filler développent un taux égal à [50 %] à 28 j et [63 %] à 90 j respectivement, d'après **Refrafi (2009)** cela traduit le rôle physique joué par le filler à moyen terme mais d'après le taux de développement à 90j il a constaté que le CPA seul présente un taux supérieur que celui avec 10% de filler, expliquant cela par un effet chimique faible du filler calcaire.

Refrafi (2009) à aussi trouvé que des mortiers à base de CPA avec 30% de pouzzolane développent des résistances avec un taux égal à [47 %] à 28 j et [120 %] à 90 j respectivement. **Refrafi (2009)** l'explique par un rôle chimique joué par la pouzzolane à long terme.

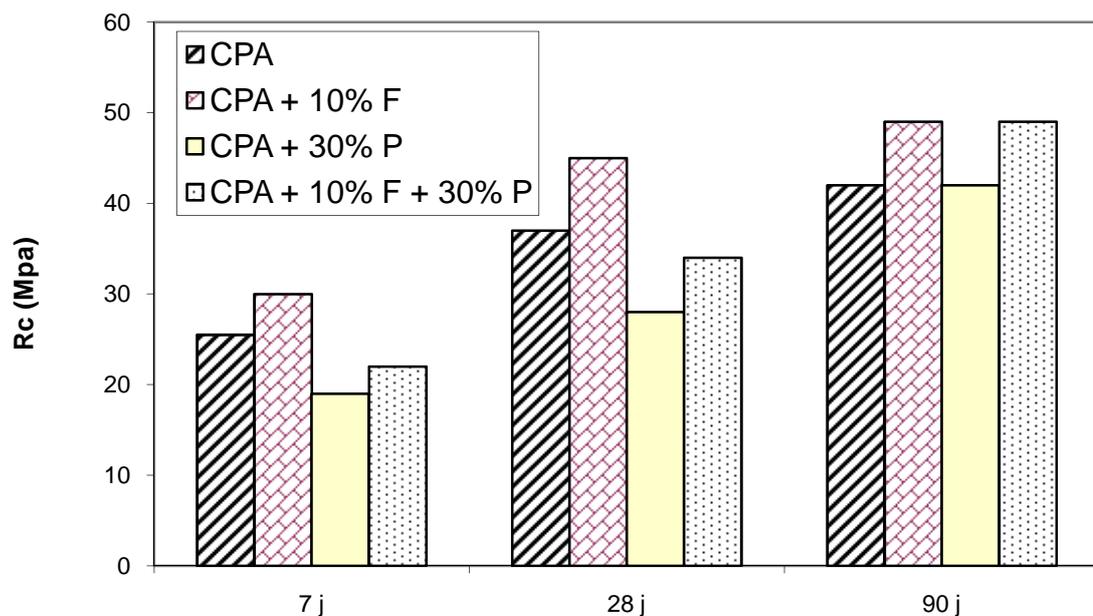


Figure I.21: Evolution de la résistance à la compression de ciment en fonction du temps et du type de ciment (E/L= 0,35) (**Refrafi, 2009**)

Refrafi (2009) a étudié la résistance à la compression à 28 jours de mortiers normalisés à base de CPA, CPA+10% de filler, et CPA+ 30% pouzzolane (**Figure I.22**). Il a rapporté que le mortier à base de CPA + 10% de filler présente la meilleure résistance à la compression ; supérieure à celles des mortiers à base de CPA seul et de CPA+30% de pouzzolane.

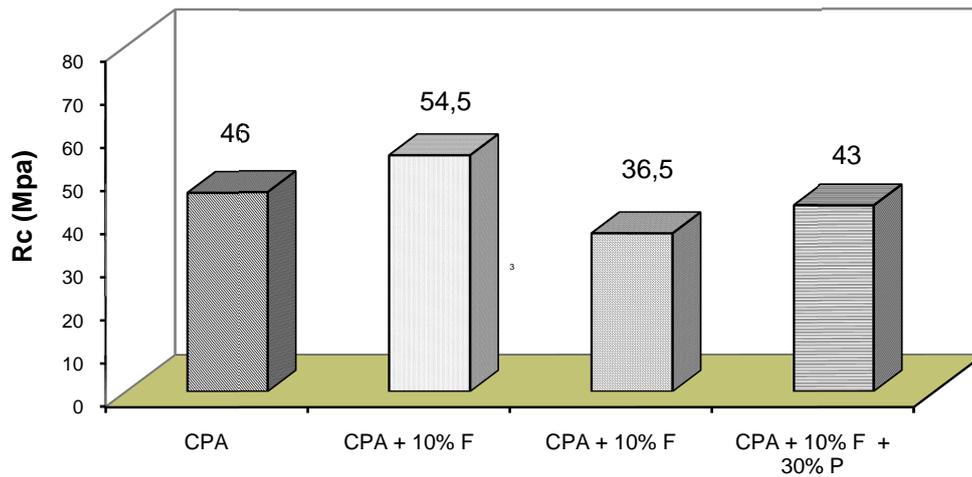


Figure I.22: Résistance du mortier à la compression à 28 jours en fonction du type de liant (Refrafi, 2009)

Refrafi (2009) a étudié la résistance à la compression de bétons à base de CPA, CPA+10% de filler, CPA+ 30% pouzzolane et CPA+10% de filler+ 30% pouzzolane (**Tableau I.11**) ; avec un affaissement au cône d'Abrams de 5 cm, $D_{max} = 20$ mm et $G/S = 2.4$.

Tableau I.11: Compositions des bétons relatifs aux essais de résistances mécaniques (Refrafi, 2009)

Type de ciment	Ciment (g)	Pouzzolane (g)	Filler(g)	S (g)	G (g)	E/L
CPA	370	/	/	534	1280	0.50
CPA + 10%F	333	/	37	534	1280	0.53
CPA + 30%P	259	111	/	534	1280	0.55
CPA + 10%F + 30%P	222	111	37	534	1280	0.57

Les résultats de **Refrafi (2009)** montrent que les résistances à la compression du béton à base de CPA+10% de filler calcaire sont supérieures à celles du béton témoin à base de CPA seul et cela à tous les âges. La résistance du béton à base de CPA+ 30% pouzzolane ne dépasse celle du béton témoin qu'à 90 jours (**Figure I.23**). **Refrafi (2009)** attribue cela " à la cinétique de la réaction d'hydratation du ciment et de la réaction pouzzolanique avec la portlandite (CH)".

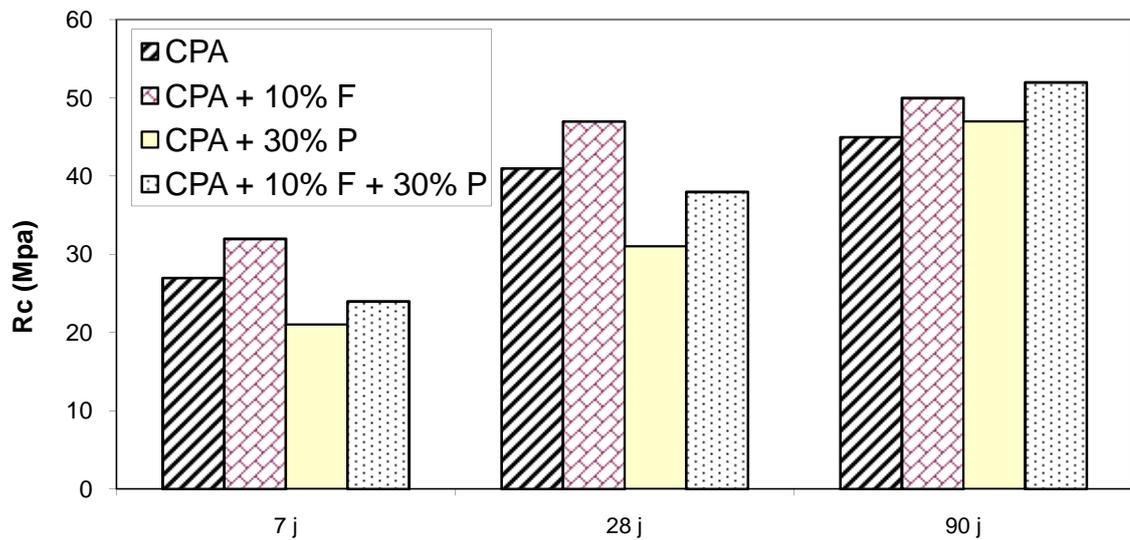


Figure I.23: Résistance à la compression du béton en fonction du temps et du type de ciment (Refrafi, 2009)

Refrafi (2009) a aussi étudié l'influence du mode de conservation (dans l'eau, à l'air) sur la résistance à la compression (à 28 et 90 jours) de bétons à base de CPA, CPA+10% de filler, CPA+ 30% pouzzolane et CPA+10% de filler+ 30% pouzzolane (Tableau I.11) ; avec un affaissement au cône d'Abrams de 5 cm, $D_{max} = 20$ mm et $G/S = 2.4$.

Refrafi (2009) rappelle que "la résistance mécanique à la compression augmente dans le milieu humide, du fait que ce dernier empêche l'évaporation de l'eau du béton durant son durcissement, et permet la continuité des réactions d'hydratation et par suite le développement de la résistance mécanique. Donc le milieu humide est favorable pour les bétons".

Par contre Refrafi (2009) a trouvé que "le béton avec ajout conservé à l'air à 28 jours développe des résistances presque supérieures à celles du béton humide" (Figure I.24), il l'explique par "l'évolution des réactions d'hydratation activées par la température ambiante assez élevée par rapport à celle de l'eau".

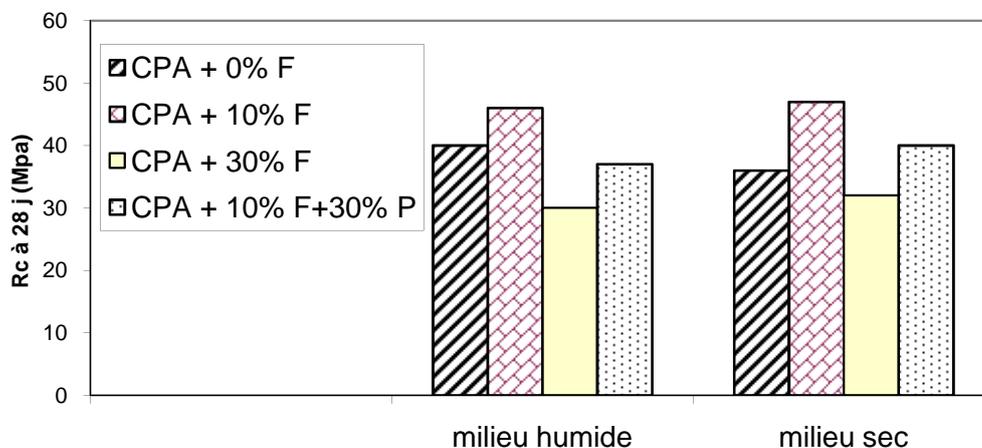


Figure I.24: La résistance en compression après 28 jours de durcissement en fonction du mode de conservation (Refrafi, 2009)

Refrafi (2009) rapporte que "la résistance obtenue après 90 jours de durcissement en milieu sec reste presque de l'ordre que celle obtenue à 28 jours de durcissement ce qui est lié à la limitation des réactions d'hydratation par l'évaporation de l'eau contenue dans le béton" (**Figure I.25**).

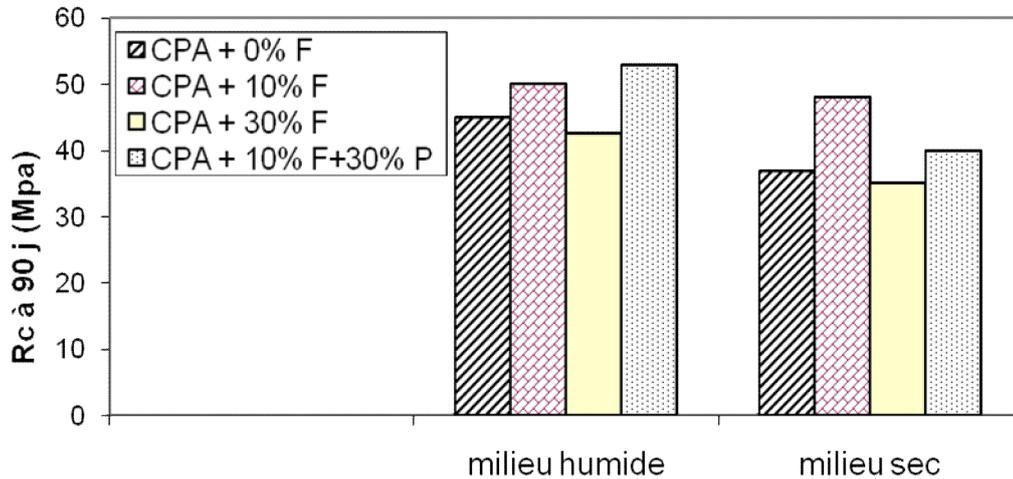


Figure I.25: La résistance en compression après 90 jours de durcissement en fonction du mode de conservation (**Refrafi, 2009**)

Guettala (2007) a étudié l'effet de l'addition de sable de dune finement broyé (**Tableau I.12**) sur la résistance à la compression d'éprouvettes cubiques (2 x 2 x 2 cm) de pâte pure. En prenant comme paramètres, la finesse de mouture de sable de dune (3000, 4000 cm²/g), son pourcentage d'addition (0, 5, 10, 15, 20, 30 et 40%) et le rapport E/C+Sd (0.25, 0.3 et 0.4). La résistance est mesurée à 7, 14, 28, 60 et 90 jours.

Tableau I.12: Analyse chimique du sable de dune finement broyé (**Guettala, 2007**)

Eléments	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃	K ₂ O	Cl ⁻	P.F.
(%)	74.61	1.35	0.86	17.3	0.29	0.04	0.47	0.005	5.04

Guettala (2007) a trouvé qu'à 28 jours la résistance à la compression de la pâte augmente avec la diminution du rapport E/C+Sd pour tous les pourcentages de sable de dune, et pour les deux finesse de sable de dune (**Figures I.26 et I.27**). D'après **Guettala (2007)**, vu que le rapport E/C exerce une grande influence sur la porosité de la pâte de ciment hydratée, car il gouverne directement l'espacement initial entre les grains de ciment en suspension dans l'eau de gâchage. Cela explique que "les pâtes de ciment avec E/C+Sd faible développent très rapidement leur résistance à la compression par une concentration élevée en C-S-H".

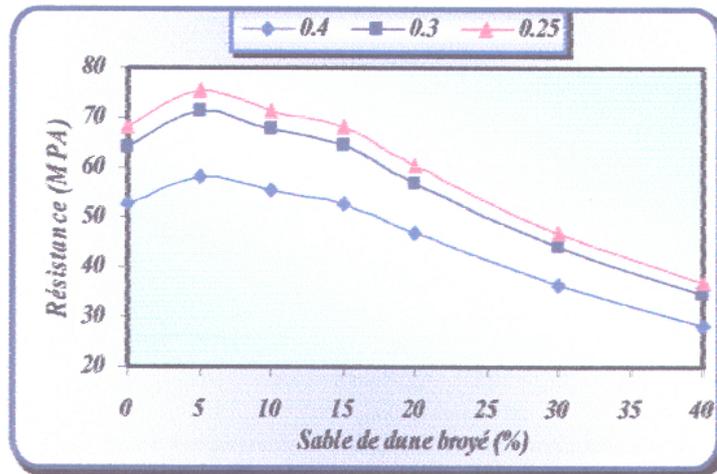


Figure I.26: Evolution de la résistance à la compression à 28 jours de ciment en fonction du pourcentage de sable de dune broyé et du rapport $E/(C+Sd)$, $F_s = 3000\text{cm}^2/\text{g}$ (Guettala, 2007)

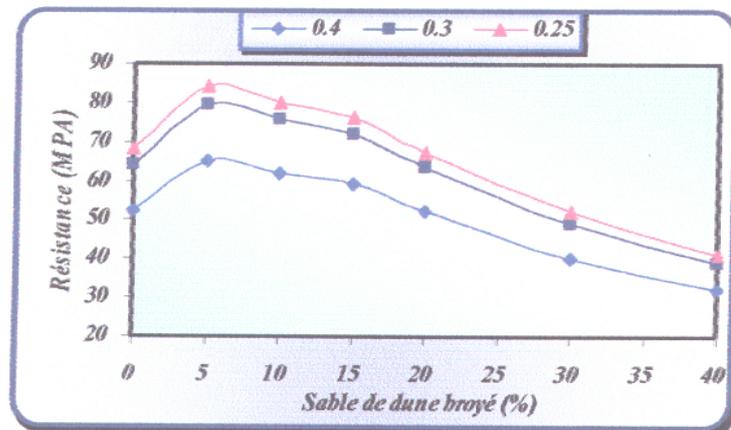


Figure I.27: Evolution de la résistance à la compression à 28 jours de ciment en fonction du pourcentage de sable de dune broyé et du rapport $E/(C+Sd)$, $F_s = 4000\text{cm}^2/\text{g}$ (Guettala, 2007)

Aussi, les pâtes avec sable de dune de finesse $4000\text{ cm}^2/\text{g}$ donnent de meilleures résistances que celles incorporant un sable de dune de finesse $3000\text{ cm}^2/\text{g}$ et cela pour les trois rapports $E/C+Sd$ (Figures I.28, I.29 et I.30).

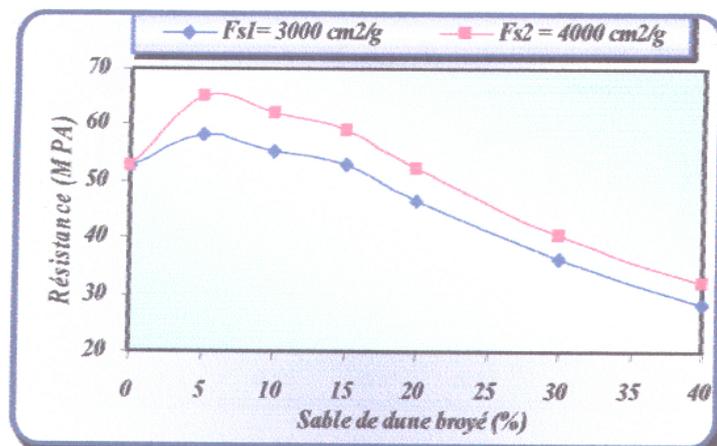


Figure I.28: Evolution de la résistance à la compression à 28 jours de ciment en fonction du pourcentage et de la finesse de mouture de sable de dune broyé, $E/(C+Sd) = 0,4$ (Guettala, 2007)

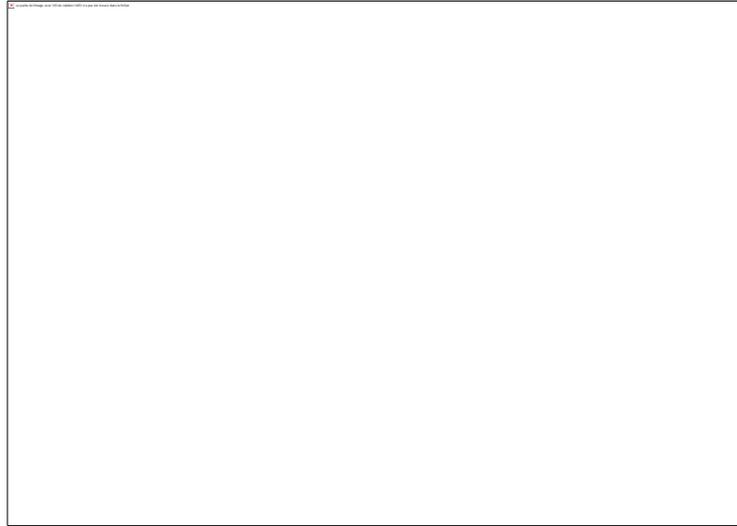


Figure I.29: Evolution de la résistance à la compression à 28 jours de ciment en fonction du pourcentage et de la finesse de mouture de sable de dune broyé, $E/(C+Sd)= 0,3$ (Guettala, 2007)

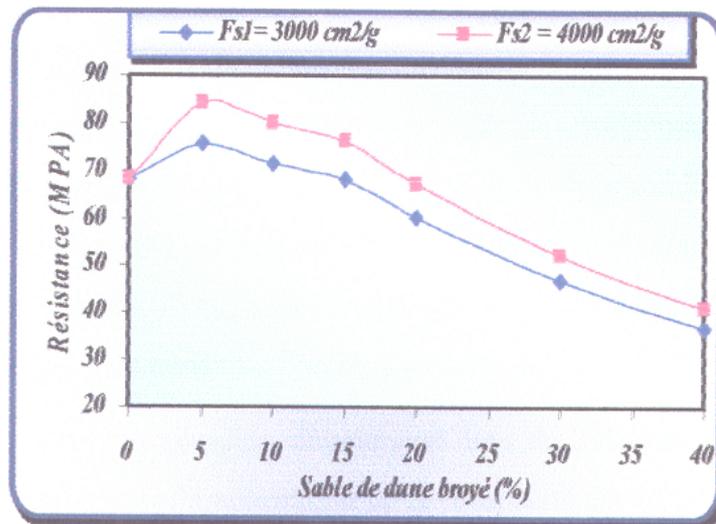


Figure I.30: Evolution de la résistance à la compression à 28 jours de ciment en fonction du pourcentage et de la finesse de mouture de sable de dune broyé, $E/(C+Sd)= 0,25$ (Guettala, 2007)

Guettala (2007) a aussi trouvé que les pâtes avec 5% de sable de dune de finesse $4000 \text{ cm}^2/\text{g}$ et un rapport $E/C+Sd = 0.25$ donnent les résistances à la compression maximales, et cela pour tous les âges (Figure I.31) avec :

$$R_{c28j} \{CPA+5\%Sd\} = 1.24 R_{c28j} \{CPA\}$$

$$R_{c90j} \{CPA+5\%Sd\} = 1.35 R_{c90j} \{CPA\}$$

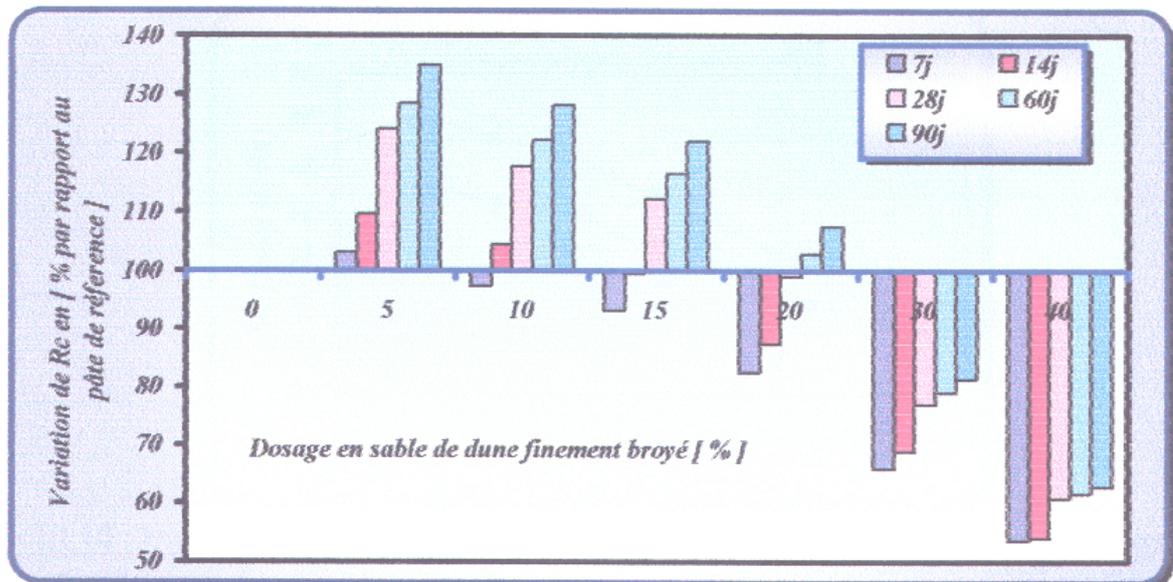


Figure I.31: La variation de la résistance à la compression de ciment en [%] par rapport à la pâte de référence en fonction de la durée de cure et de la teneur en sable de dune broyée ($F_s = 4000\text{cm}^2/\text{g}$, $E/(C+Sd) = 0,25$) (Guettala, 2007)

Les pâtes avec 20% de sable de dune donnent à 28 jours des résistances proches de celles des pâtes confectionnées à partir du ciment CPJ 42.5 (Figure I.32).

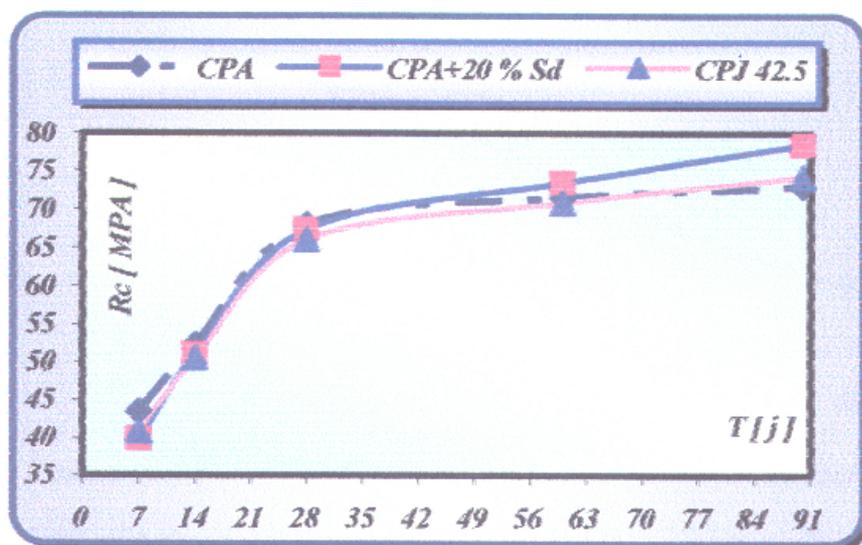


Figure I.32: Evolution de la résistance à la compression en fonction du temps et du type de ciment ($F_s = 4000\text{ cm}^2/\text{g}$, $E/(C+Sd) = 0,25$) (Guettala, 2007)

L'augmentation de la finesse de 3000 à 4000 cm^2/g pour des pâtes avec CPA+20%Sd améliore la résistance à 28 jours de 12%, et cela pour tous les rapports E/C+Sd (Figure I.33).

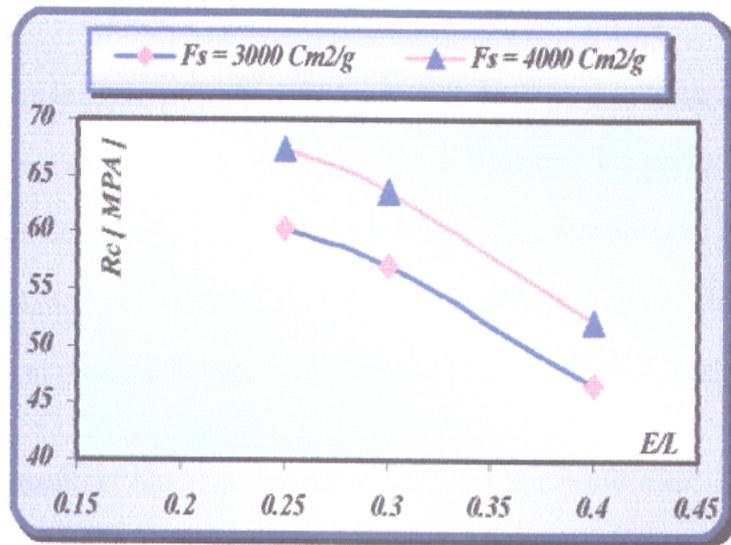


Figure I.33: Evolution de la résistance à la compression à 28 jours de ciment à 20% de sable de dune broyé en fonction de la finesse de mouture et du rapport $E/(C+Sd)$ (Guettala, 2007)

En étudiant des éprouvettes (4x4x16 cm) de mortier normalisé, Guettala (2007) a trouvé que la résistance à la compression de mortier à base de (CPA+20% Sd) présente la même résistance que le mortier à base de CPJ 42.5 (Figure I.34).

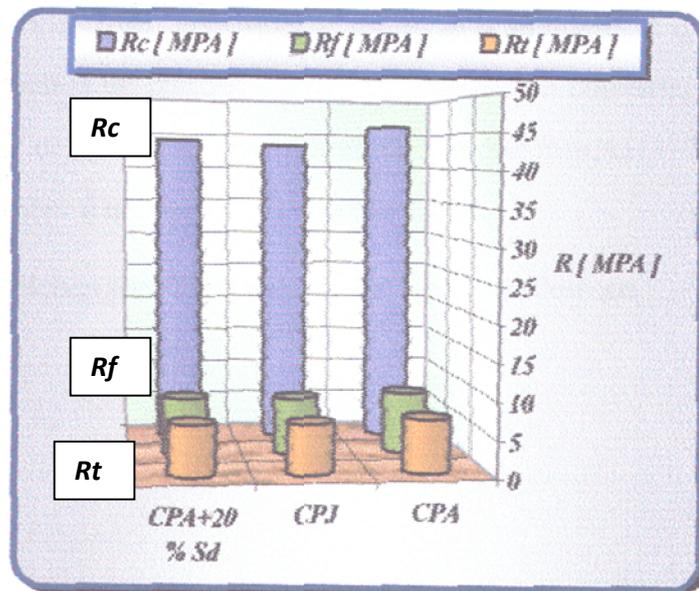


Figure I.34: Résistance du mortier à la compression, flexion, traction à 28 jours en fonction du type de ciment (Guettala, 2007)

Guettala (2007) a étudié la résistance à la compression sur éprouvettes cubiques (10 x 10 x 10 cm) de trois bétons confectionnés à base de ciment CPA, de ciment CPJ, et de ciment CPA avec 20% de sable de dune broyé (Sd), à 7, 28 et 90 jours. Pour un affaissement de 5 cm, il a trouvé qu'à 28 jours (Figure I.35):

$$R_{c28j} \{CPA+20\%Sd\} = 1.077 R_{c28j} \{CPA\}$$

$$R_{c28j} \{CPA+20\%Sd\} = 1.201 R_{c28j} \{CPJ 42.5\}$$

et pour 90 jours :

$$R_{c90j} \{CPA+20\%Sd\} = 1.159 R_{c90j} \{CPA\}$$

$$R_{c90j} \{CPA+20\%Sd\} = 1.247 R_{c90j} \{CPJ 42.5\}$$

et le taux d'amélioration de la résistance à la compression pour chaque béton entre 28 et 90 jours est de :

$$R_{c90j} \{CPA+20\%Sd\} = 1.141 R_{c28j} \{CPA+20\%Sd\}$$

$$R_{c90j} \{CPA\} = 1.060 R_{c28j} \{CPA\}$$

$$R_{c90j} \{CPJ\} = 1.099 R_{c28j} \{CPJ\}$$

C'est-à-dire que le béton avec CPA+20%Sd, à 28 et 90 jours, donne de meilleures résistances que les deux bétons avec ciments CPA et CPJ.

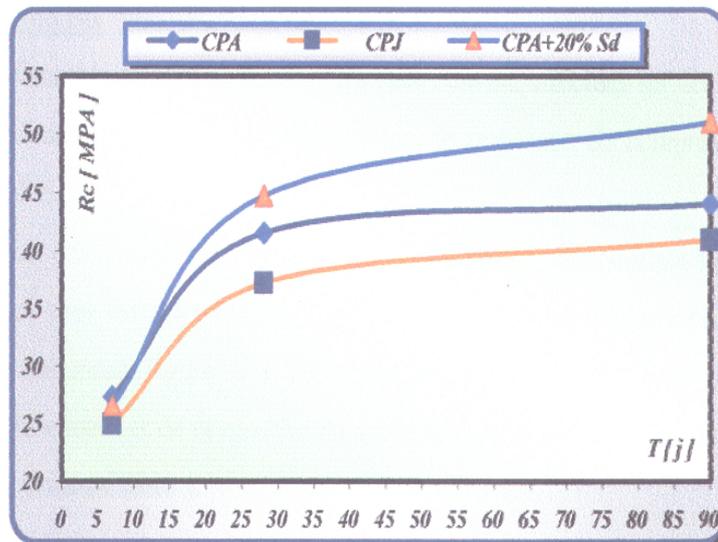


Figure I.35: Résistance à la compression du béton en fonction du temps et du type de ciment (Guettala, 2007)

Boudchicha (2007) a remarqué (**Figures I.36 et I.37**) que le mortier de référence C2 présente une résistance en compression à 7 jours plus faible que celle du mortier C1 de près de 3% ; par contre, sa résistance à 28 jours est supérieure de 4,5% par rapport à celle du mortier de référence C1. Ce comportement est attribué à la faible teneur en C₃A du ciment C2 ; aussi, le comportement des mortiers C1 et C2 avec additions est similaire, et que les résistances en compression à 7 et 28 jours varient sensiblement avec la nature minéralogique, les caractéristiques granulaires (finesse) et la quantité d'addition incorporée dans le mélange.

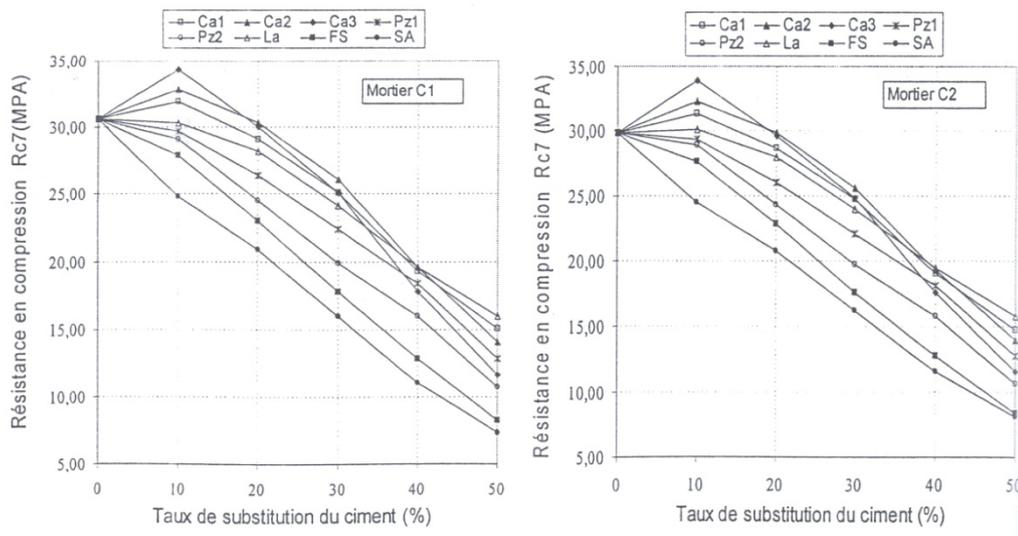


Figure I.36: Variation des résistances en compression à 7 jours des mortiers C1 et C2 en fonction du taux de substitution du ciment par l'addition (Boudchicha, 2007)

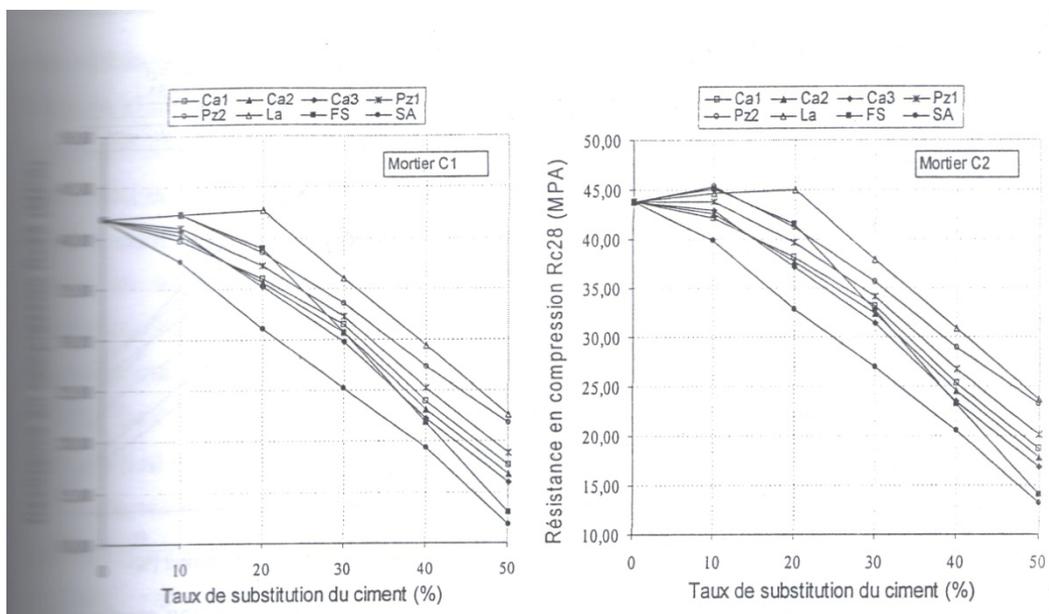


Figure I.37: Variation des résistances en compression à 28 jours des mortiers C1 et C2 en fonction du taux de substitution du ciment par l'addition (Boudchicha, 2007)

Boudchicha (2007) a rapporté qu'à 7 jours et parmi les deux mortiers C1 et C2 avec additions, c'est les additions calcaires (Ca1, Ca2 et Ca3) qui présentent une résistance relative optimale et cela pour un taux de remplacement de 10% (Figure I.38). La résistance relative diminue pour un taux supérieur à 10% pour les additions calcaires et d'autant plus pour l'addition la plus fine c.-à-d. (Ca3). Le mortier C2 avec un taux de 10% d'addition de laitier présente une amélioration de 1% par rapport au mortier de référence. Pour les mortiers C1 et C2 avec additions pouzzolanes (Pz1, Pz2) et fumée de silice (FS), et mortiers C1 avec addition de laitier (La), les résistances diminuent directement sans aucune inflexion favorable, et diminue encore avec l'augmentation du taux de substitution.

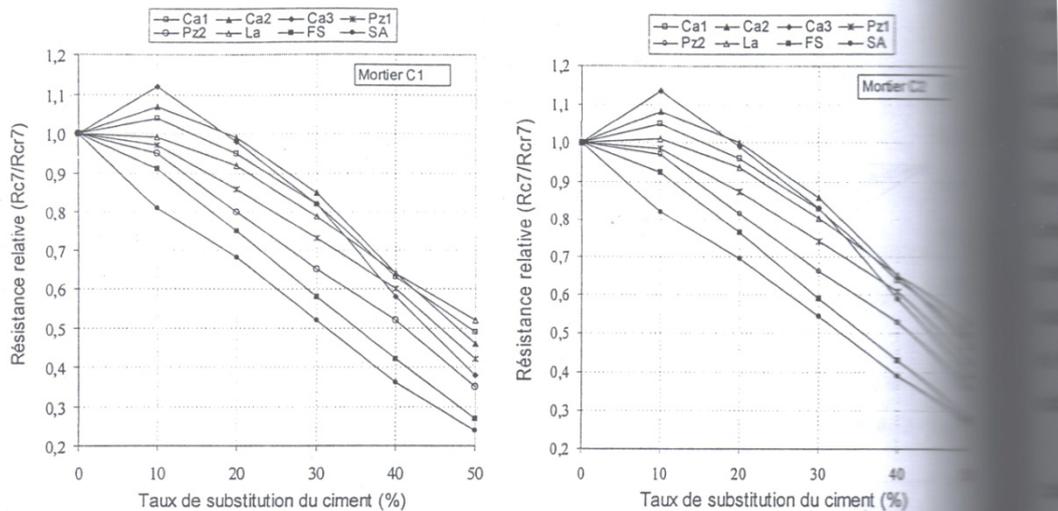


Figure I.38: Variation des résistances relatives en compression à 7 jours des mortiers C1 et C2, en fonction du taux de substitution du ciment par l'addition (Boudchicha, 2007)

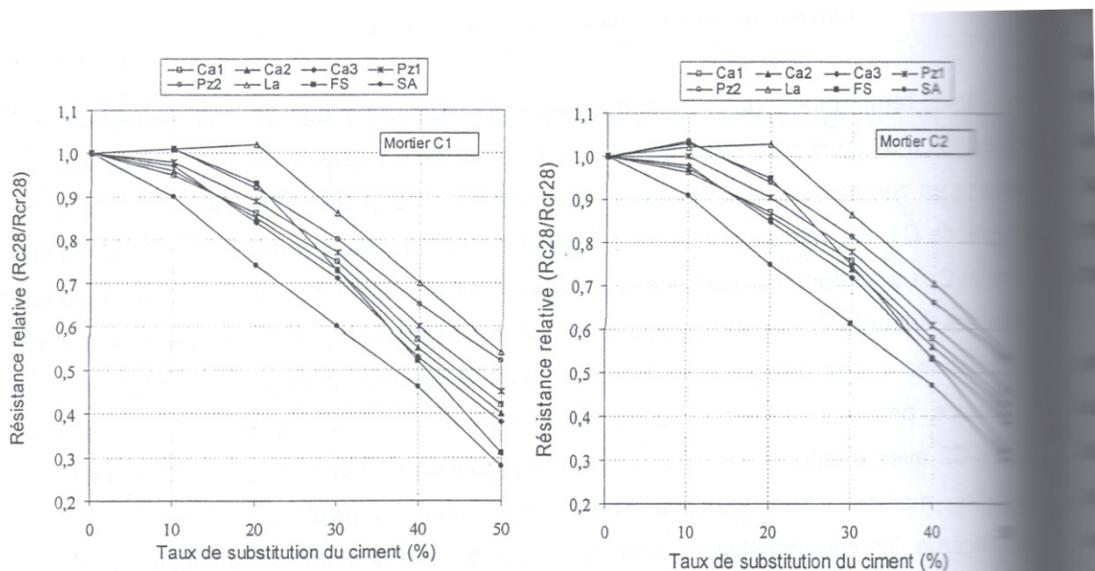


Figure I.39: Variation des résistances relatives en compression à 28 jours des mortiers C1 et C2, en fonction du taux de substitution du ciment par l'addition (Boudchicha, 2007)

A 28 jours (Figure I.39) les résistances relatives en compression des mortiers C1 et C2 avec addition de laitier atteignent leur optimum pour un taux de remplacement de 20% ; pour la fumée de silice (FS) et la pouzzolane (Pz2) elles atteignent leur optimum pour un taux de remplacement de 10% et cela pour les deux mortiers C1 et C2 ; pour le mortier C2 avec pouzzolane (Pz1) la résistance relative atteint son optimum pour un taux de 10% ; pour le mortier C1 avec pouzzolane (Pz1) et les mortiers C1 et C2 avec additions calcaires (Ca1, Ca2 et Ca3) les résistances relatives diminuent directement, et d'autant plus pour des taux croissants de substitution.

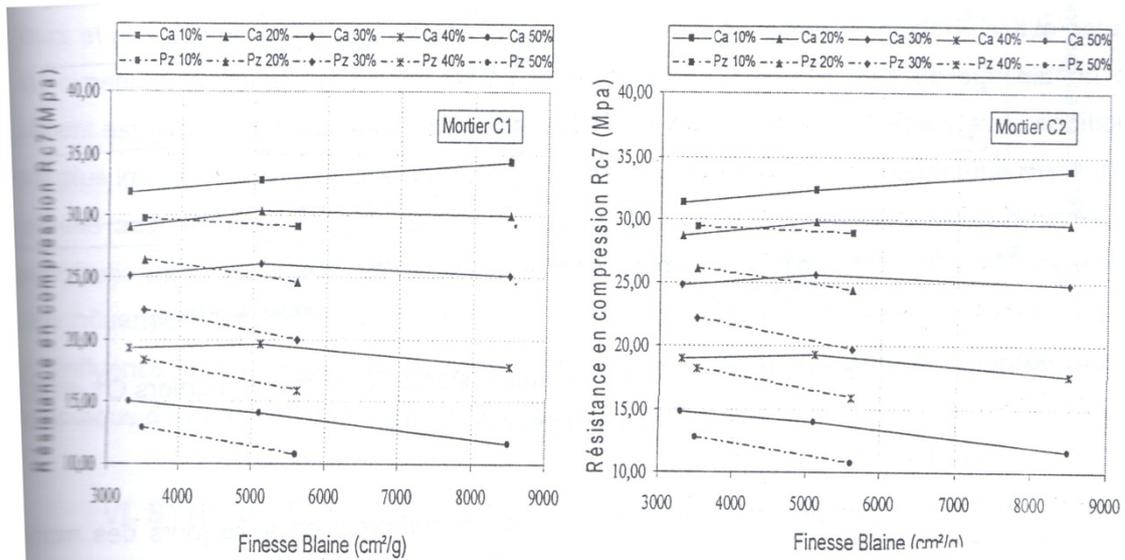


Figure I.40: Variation de la résistance en compression à 7 jours des mortiers C1 et C2, en fonction de la finesse Blaine (**Boudchicha, 2007**)

Pour ce qui est de l'influence de la finesse des additions calcaires et pouzzolanes sur la résistance en compression des mortiers C1 et C2, **Boudchicha (2007)** rapporte que le comportement des résistances en compression à 7 jours en fonction de la finesse Blaine des additions calcaires et pouzzolanes (**Figure I.40**) est similaire pour les deux mortiers C1 et C2 avec additions, et la variation de la résistance est fortement influencée par la finesse et la quantité de l'addition dans le mélange. Pour les additions calcaires, la résistance à la compression à 7 jours des mortiers avec additions est d'autant plus importante que la finesse des particules est grande (8500 cm^2/g) et le taux de substitution est plus faible (10%), mais elle est d'autant plus faible que la finesse des particules est grande et pour un taux de substitution de 50%, et cela pour les deux ciments utilisés. Pour les taux de substitution intermédiaires, la résistance croît jusqu'à une finesse de 5100 cm^2/g , puis décroît pour les finesses plus importantes. Pour les additions de pouzzolane, la variation de la résistance est plus régulière, elle est d'autant plus faible que la finesse des particules est grande pour tous les taux de substitution, pour les deux ciments utilisés. Le comportement particulier des mortiers avec additions calcaires est attribué à des effets physiques et chimiques de ces additions sur la résistance en compression et à la sensibilité du processus d'hydratation du ciment à jeune âge aux additions calcaires, à leurs proportions dans le couple ciment-addition et à leurs finesses. Le comportement des mortiers avec addition de pouzzolane, est attribué à un effet granulaire défavorable qui s'accroît avec la finesse de l'addition.

A finesses proches les résistances à 7 jours sont plus importantes pour les mortiers avec additions calcaires que pour les mortiers avec additions pouzzolanes.

Pour les additions calcaires, la résistance en compression à 28 jours des mortiers avec additions (**Figure I.41**) est pratiquement constante pour un taux de substitution de 10% quelque soit la finesse du calcaire, mais décroît légèrement avec l'augmentation de la finesse pour les forts taux de substitution, pour les deux ciments utilisés. Pour les additions de pouzzolanes la variation de la résistance est plus régulière, elle est d'autant plus importante que la finesse des particules est plus grande pour tous les taux de substitution.

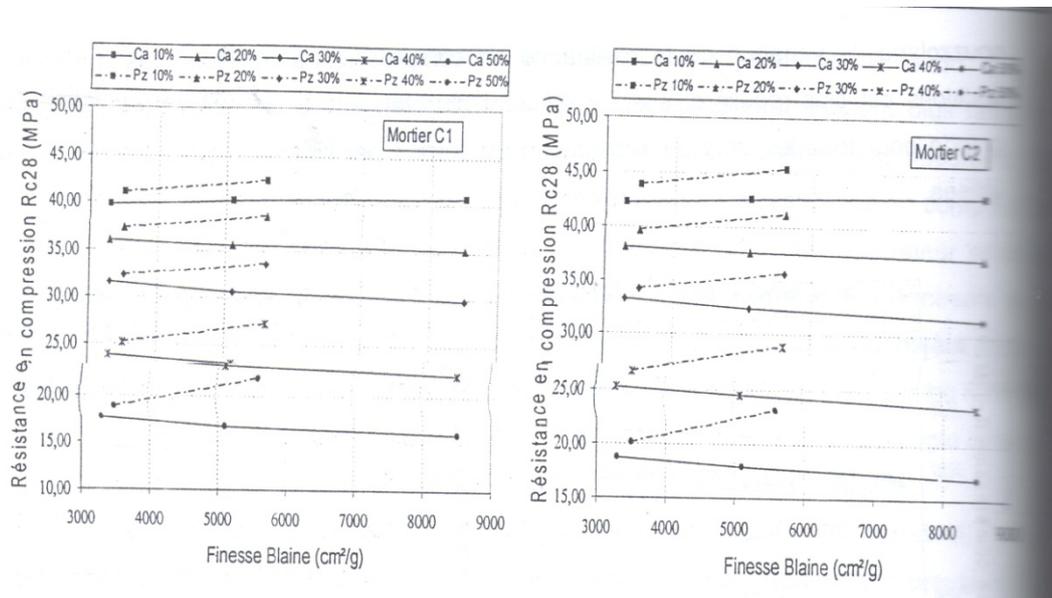


Figure I.41: Variation de la résistance en compression à 28 jours des mortiers C1 et C2, en fonction de la finesse Blaine (**Boudchicha, 2007**)

Barnett, Soutsos, Millard & Bungey (2006) ont investigués l'effet de la température de cure sur le développement de résistance de mortiers contenant du laitier de haut fourneau granulé broyé et du ciment portland. Les variables étaient : le taux de remplacement du ciment portland par du laitier de 0, 20, 35, 50 et 70% ; trois différents rapports eau/ciment à chaque taux de remplacement, correspondant à des bétons de résistance cible moyenne à 28 jours de 40, 70 et 100 MPa (**Tableau I.13**) ; des températures de cure de 10, 20, 30, 40 et 50°C. Ils ont trouvés (**Figure I.42**) pour les trois mortiers (ciment portland, mélanges de 35% et 70% de laitier) avec des rapports eau/liant élevés que, le développement de la résistance de tous les mortiers dépend de la température de cure. Pour les jeunes âges, la résistance est plus élevée pour les plus grandes températures. Pour des âges ultérieurs, la résistance est plus basse pour les grandes températures de cure. **Barnett et al. (2006)** croient que c'est dû à la formation de phases hydratées denses autour des particules de ciment qui n'ont pas réagit, empêchant plus d'hydratation ; aussi, ils croient que la distribution non-uniforme des produits d'hydratation conduit à de plus larges pores dans la microstructure.

Tableau I.13: Proportions des mélanges de mortier (Barnett et al. 2006)

Category	% GGBS	kg/m ³					Free water/binder
		PC	GGBS	Free water	Sand (SSD)	SPA	
High w/b	0	415	–	249	1536	–	0.60
	20	321	81	249	1549	–	0.62
	35	272	146	242	1541	–	0.58
	50	205	205	250	1541	–	0.61
	70	137	319	237	1506	–	0.52
Intermediate w/b	0	462	–	185	1552	3.7	0.40
	20	373	94	182	1551	1.7	0.39
	35	315	170	175	1540	2.5	0.36
	50	236	236	181	1546	1.55	0.38
	70	140	327	182	1551	1.6	0.39
Low w/b	0	553	–	143	1501	14.4	0.26
	20	449	112	139	1498	8	0.25
	35	365	197	139	1498	4.9	0.25
	50	280	280	142	1496	8	0.25
	70	169	393	139	1498	4	0.25

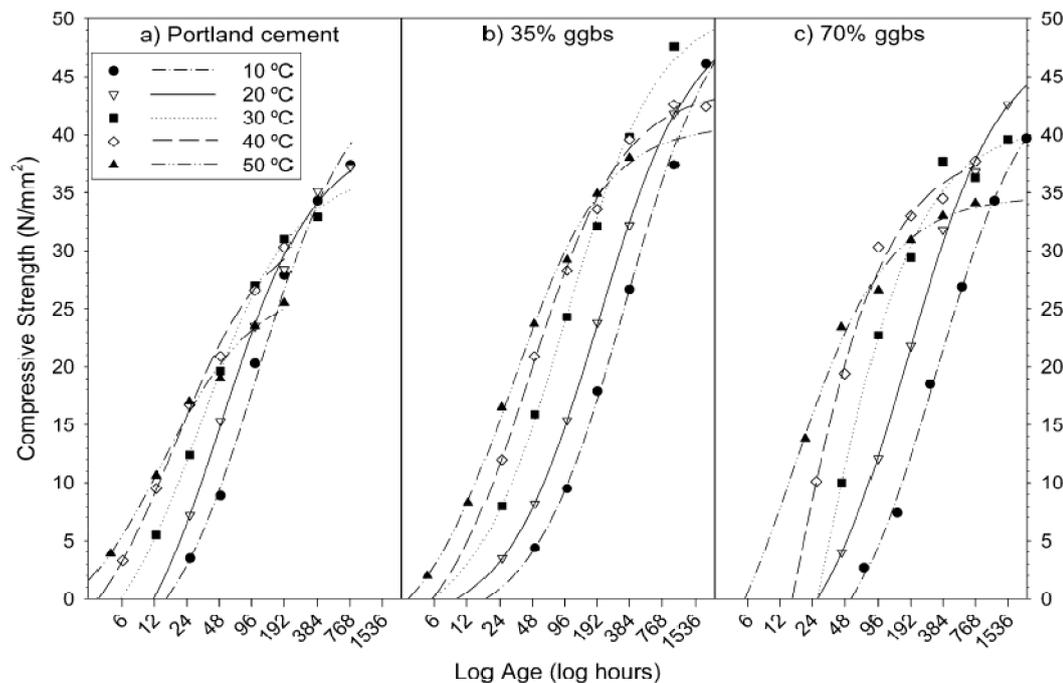


Figure I.42: Développement de la résistance à la compression de mortiers à rapport eau/liant élevé, pour différentes températures de cure (Barnett et al. 2006)

Barnett et al. (2006) ont trouvés que les mortiers contenant de grandes teneurs de laitier sont plus dépendants de la température, avec des résistances à jeune âge montrant une large variation avec la température quand la teneur en laitier augmente. Après 3 jours, le mortier de ciment portland de - **Figure I.42(a)** - a des résistances variant de 15 à 24 MPa. Ils ont notés que la plus grande résistance à 3 jours pour le mortier de ciment portland est observée à 40°C. Le mortier avec 70% de laitier – **Figure I.42(c)** – accomplit une résistance à la compression de 26 MPa quand il subit une cure à 50°C, mais seulement 2 MPa à 10°C.

Barnett et al. (2006) ont étudiés l'effet du taux de laitier sur la résistance relative, S/S_0 (avec S_0 la résistance ultime calculée du mortier), après 3 jours pour tous les mortiers (**Figure I.43**). Ils ont trouvés que, pour les plus basses températures, la résistance relative après 3 jours est largement dépendante de la teneur en laitier, que les grandes teneurs en laitier réduisent la résistance à la compression relative. Cependant, pour les plus grandes températures, la résistance relative montre une plus faible dépendance au taux de laitier. A 40 et 50°C, il y a une très faible dépendance du taux de laitier, et la résistance relative des mortiers de laitier à 3 jours est approximativement équivalente à celle des mortiers de ciment portland. Pour tous les taux de remplacement, la résistance relative à 3 jours augmente pour les faibles rapports eau/liant.

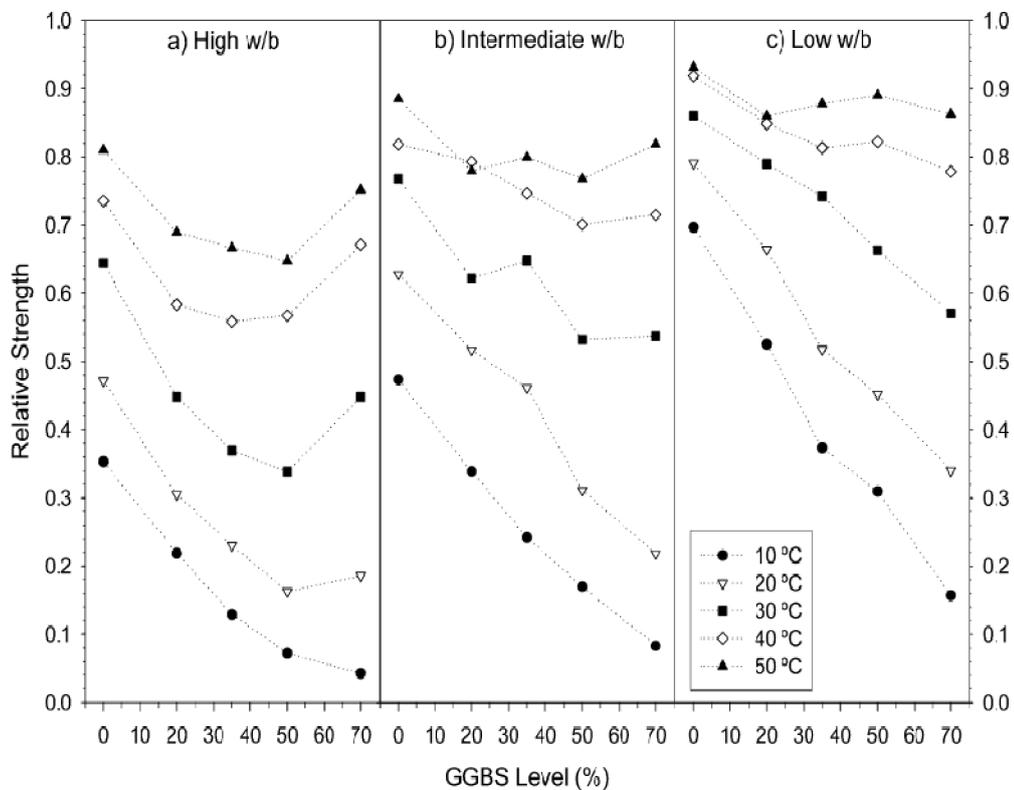


Figure I.43: Effet du pourcentage de laitier sur la résistance à la compression relative des mortiers, à 3 jours (**Barnett et al. 2006**)

Bougara, Lynsdale, et al., (2009) ont étudiés l'effet de la température de cure sur la résistance à la compression de mortiers confectionnées à base de laitier Algérien avec un taux de remplacement massique du ciment de 0, 30 et 50%, et une finesse de laitier de 360 m²/kg, un rapport E/C de 0,5 et une finesse de ciment portland de 310 m²/kg (**Figure I.44**). Ils ont conclu que le ciment au laitier est plus sensible aux changements de température que le ciment portland. Ils ont trouvés que, pour les mortiers de ciment portland au laitier, avec des taux de remplacement massique de 0, 30 et 50% de laitier, et des températures de

murissement de 20, 40 et 60°C, les résistances à la compression initiales augmentent avec l'augmentation de la température, mais cette tendance se renverse avec l'âge, et elle est plus prononcée pour les taux de remplacement de 30 et 50%. Aussi, le gain des résistances initiales augmente avec l'augmentation du remplacement, et la perte de résistance diminue aussi avec l'augmentation de la teneur en laitier à âge ultérieur. Et que 40°C est la température optimale pour le développement de la résistance du ciment au laitier.

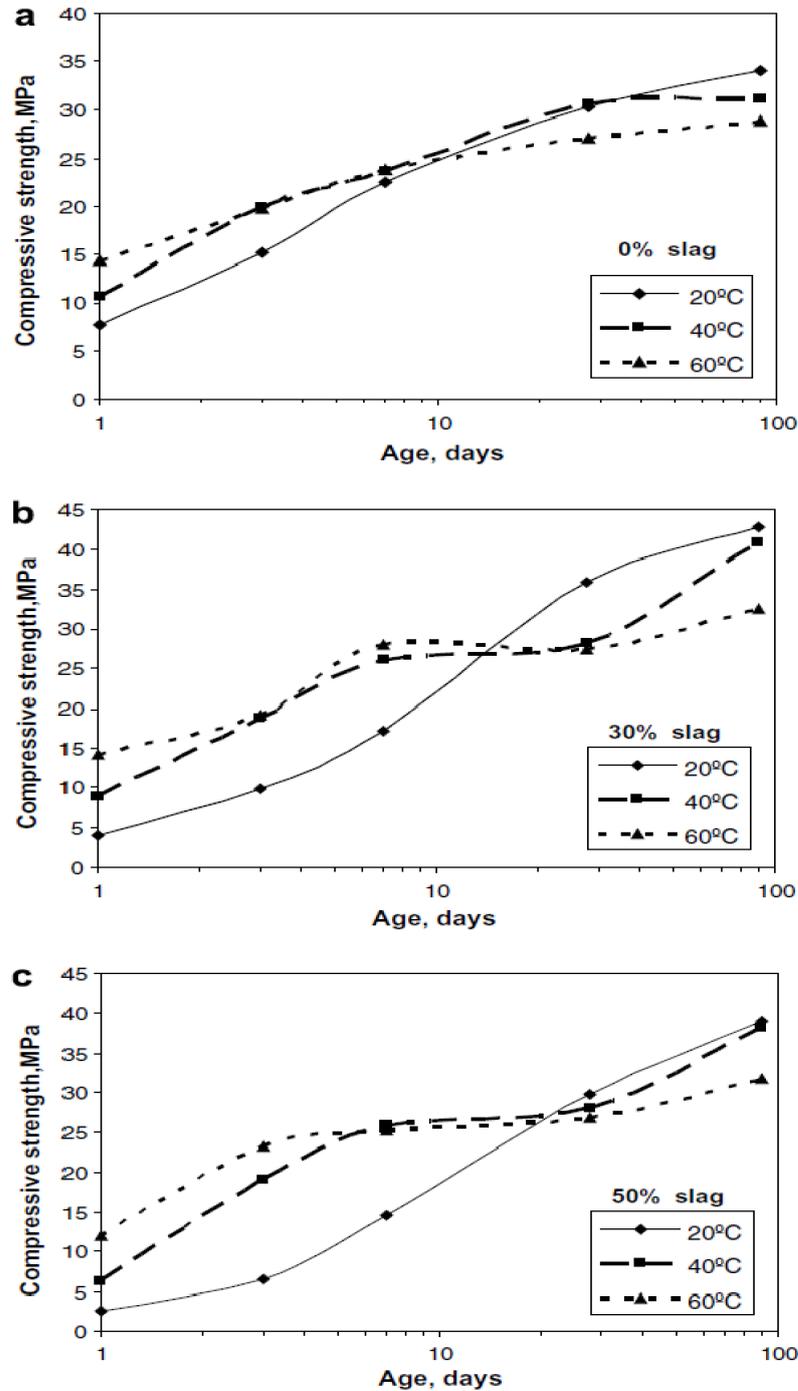


Figure I.44: Influence de la température de cure sur la résistance à la compression de mortiers avec du laitier de finesse 360 m²/kg pour (a) 0% de laitier, (b) 30% de laitier et (c) 50% de laitier (Bougara, Lynsdale et al., 2009)

Lawrence et al. (2005) ont étudiés l'influence du type, quantité et finesse d'ajouts minéraux inertes et pouzzolaniques (à s'avoir du quartz broyé (Q), du filler calcaire (L) et deux cendres volantes de classe F (FAC et FAA)) sur la résistance à la compression de mortiers, jusqu'à un âge de plus de six (06) mois. Avec des taux de remplacement massique de 5, 10, 17.5, 25, 35, 50 et 75%. Sept finesses pour le quartz 187, 257, 315, 474, 565, 1070 et 2000 m²/kg. Trois finesses pour le filler calcaire 346, 497 et 782 m²/kg. Cinq finesses pour la cendre volante (FAA = 312 m²/kg, FAC = 384 m²/kg et de la FAC broyé 547, 756 et 909 m²/kg). Deux ciments CEM 42.5 R et 52,5 avec des finesses respectives de 280 et 400 m²/kg.

Lawrence et al. (2005) ont trouvés que pour les résistances à court terme (1 à 2 jours) pour quatre ajouts minéraux inertes et pouzzolaniques (à s'avoir du quartz broyé (Q), du filler calcaire (L) et deux cendres volantes de classe F (FAC et FAA)) de finesses (Q = 315, L=346, FAA = 312 et FAC = 384 m²/kg) s'approchant de la finesse de 280 m²/kg du ciment CEM I 42.5R, le taux de remplacement est le seul paramètre signifiant à prendre en compte, et que la résistance décroît linéairement avec le taux de remplacement, et la différence entre les quatre courbes et statistiquement insignifiante. (Figure I.45)

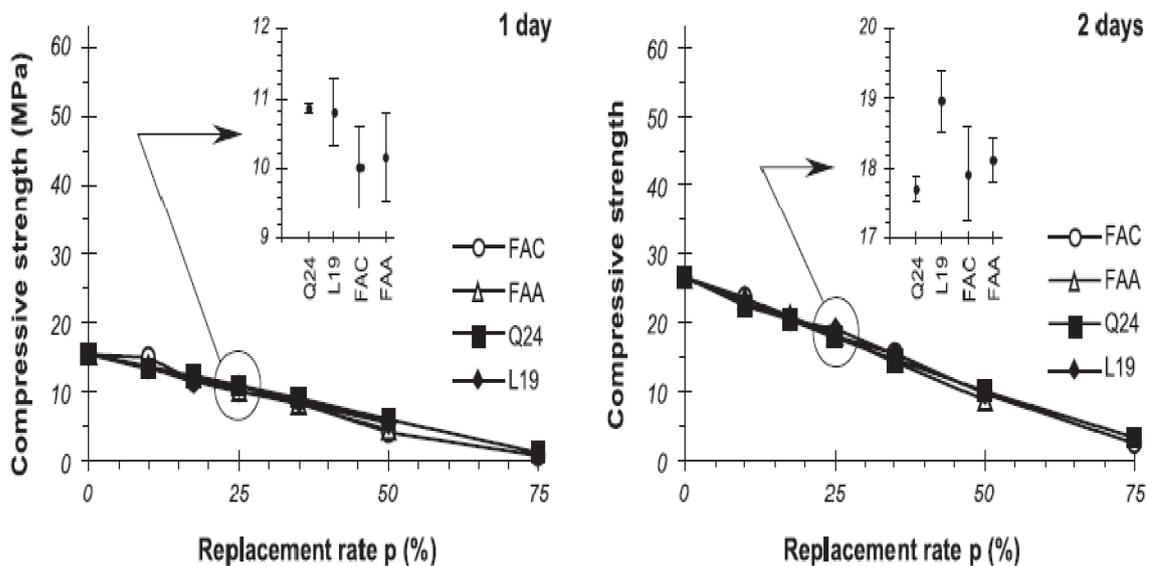


Figure I.45: Evolution de la résistance à la compression à 1 et 2 jours, pour mortiers contenant jusqu'à 75% d'ajouts ayant des finesses équivalentes (Q24, L19, FAC and FAA) comme remplacement du ciment (Lawrence et al., 2005)

Et que, à 7 et 14 jours, les mortiers contenant du filler calcaire montrent une résistance supérieure aux mortiers avec quartz broyé, cette différence devient insignifiante après 28 jours pour un taux de remplacement donné (Figure I.46).

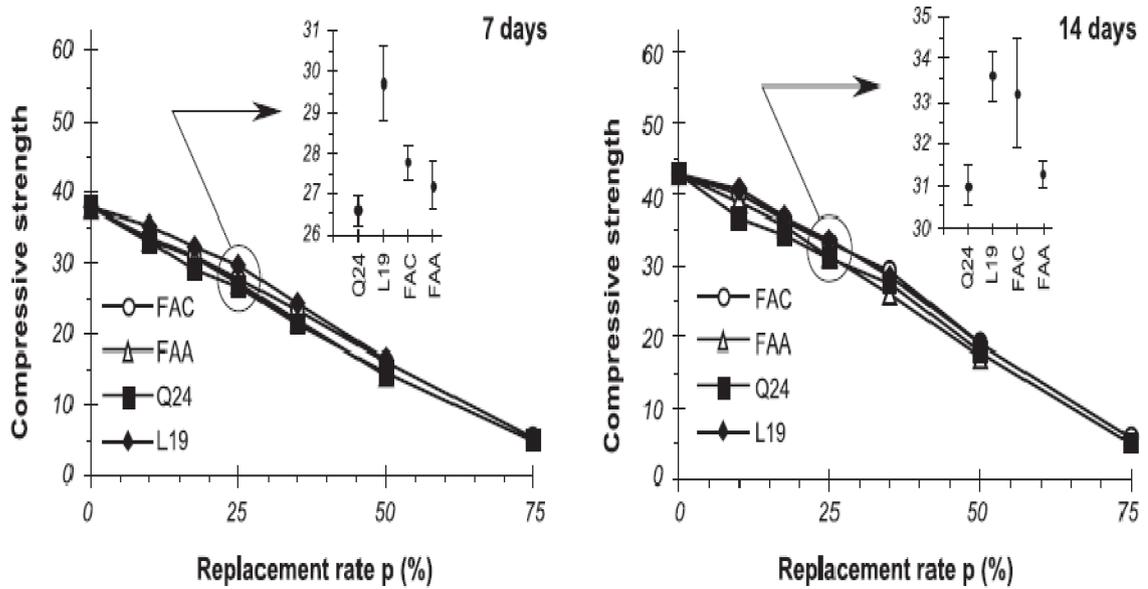


Figure I.46: Evolution de la résistance à la compression à 7 et 14 jours, pour mortiers contenant jusqu'à 75% d'ajouts ayant des finesse équivalentes (Q24, L19, FAC and FAA) comme remplacement du ciment (Lawrence et al., 2005)

Lawrence et al. (2005) affirment que, pour 28 jours et plus, la résistance à la compression pour la poudre de quartz de finesse proche de la finesse du ciment, suit, comme pour la résistance à court terme, une fonction linéairement décroissante dépendant du taux de remplacement (Figure I.47).

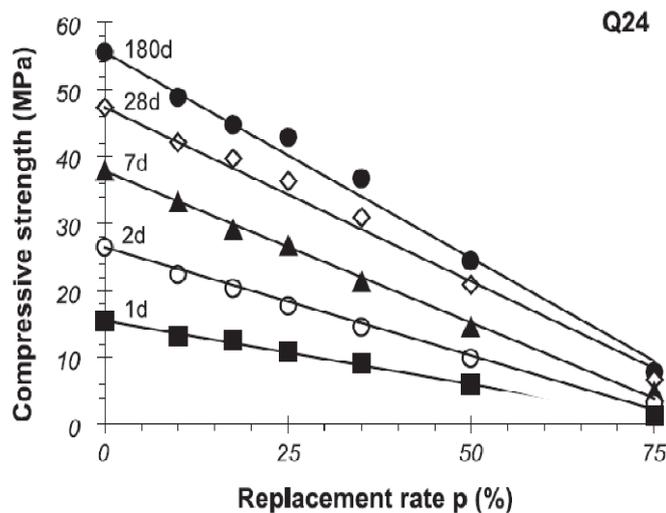


Figure I.47: Diminution linéaire de la résistance à la compression avec le taux de remplacement p , pour mortiers contenant du quartz Q24 (résultats à 14 et 90 jours omis pour alléger la figure) (Lawrence et al., 2005)

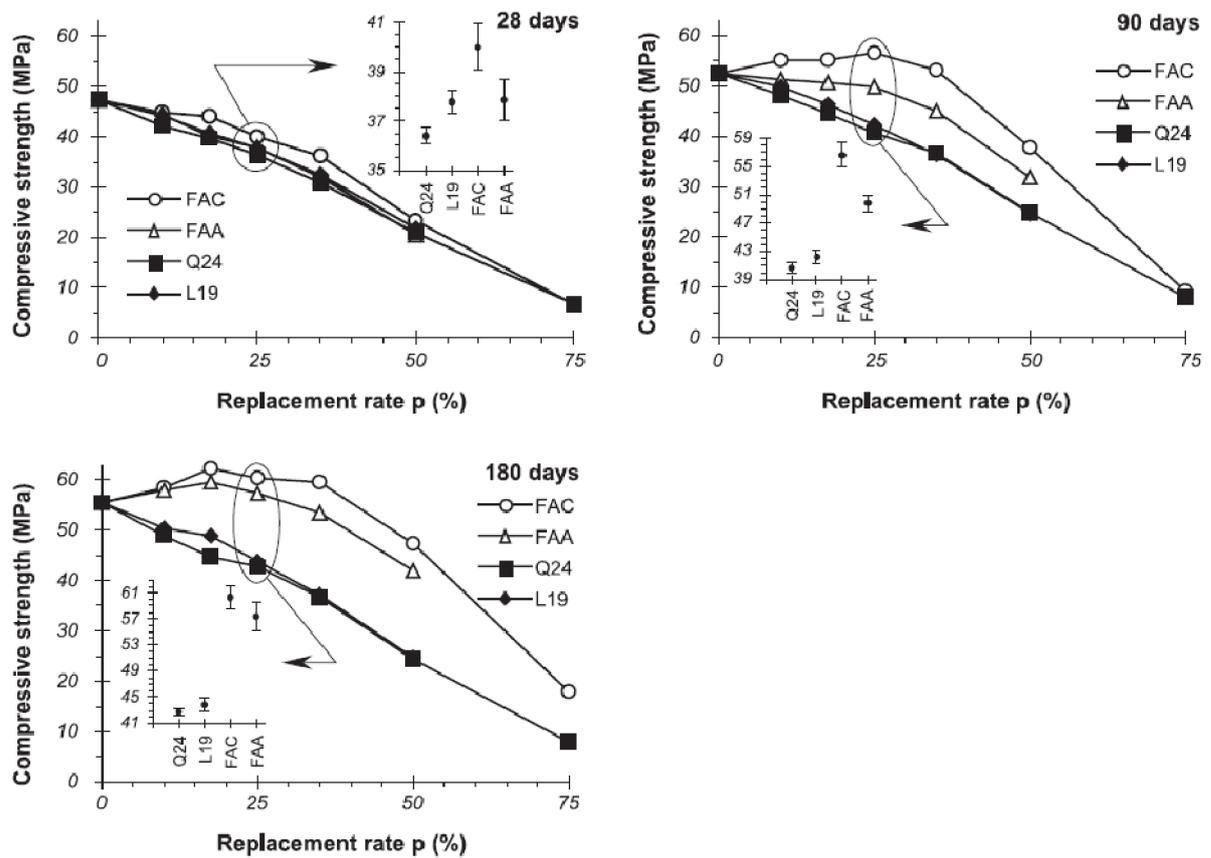


Figure I.48: Evolution de la résistance à la compression à 28, 90 et 180 jours, pour mortiers contenant jusqu'à 75% d'ajouts ayant des finesses équivalentes (Q24, L19, FAC et FAA) comme remplacement du ciment (Lawrence et al., 2005)

La linéarité n'est plus respectée pour les mortiers avec cendre volante, vu que son activité pouzzolanique s'initie aux alentours de 28 jours, une quantité d'à peu près 20% conduit à une résistance maximale. Cette activité de la cendre volante, menant à une augmentation perceptible dans la résistance à la compression, comparé aux ajouts inertes est développée plutôt pour FAC (entre 14 et 28 jours) comparé à FAA (après 28 jours). A six mois la différence de résistance est réduite entre les deux cendres. A 180 jours les résistances sont similaires et apparemment ça montre que l'évolution de la réaction pouzzolanique du FAA n'est pas réduite, mais seulement retardée. Ce retard est attribué à plusieurs variables, qui influencent le développement de la résistance des mortiers avec cendres volantes, les plus communes étant la composition chimique, la taille des particules et la réactivité (Figure I.48).

Lawrence et al. (2005) rapportent que, pour les ajouts minéraux ayant une finesse similaire à la finesse du ciment, le comportement à court terme dépend seulement du taux de remplacement, la nature de l'ajout étant un paramètre secondaire. La nature de l'ajout ne devient significative qu'après l'initiation de la réaction pouzzolanique.

Bougara, Lynsdale et al. (2009) ont rapportés aussi que la résistance à la compression diminue avec l'augmentation du taux de remplacement (**Figure I.49**), pour des mortiers confectionnées à base de laitier Algérien avec un taux de remplacement massique du ciment de 0, 30 et 50%, et des finesses de laitier de 250, 360 et 420 m²/kg.

Bougara, Lynsdale et al. (2009) ont rapportés aussi que la résistance à la compression augmente avec l'augmentation de la finesse du laitier (**Figure I.49**). Les résistances des mortiers au laitier restent inférieures aux résistances du mortier de référence et ne commencent à augmenter qu'après 3 jours, et la résistance du mortier de référence n'est dépassée qu'après 2 semaines pour un taux de remplacement de 30% et 4 semaines pour un taux de 50%, et cela pour les laitiers les plus fins, de 420 et 360 m²/kg. Aussi, qu'il n'y a pas de bénéfice à broyer le laitier plus fin que 360 m²/kg, vu qu'il n'y a pas une grande différence entre les résistances des mortiers avec laitiers de finesse de 360 et 420m²/kg. Et que, bien que la résistance du mortier avec le laitier de finesse 250 m²/kg reste inférieure au mortier de référence jusqu'à après 90 jours, son taux d'augmentation de résistance suggère qu'elle peut dépasser le mortier de référence, avec un murissement plus prolongé.

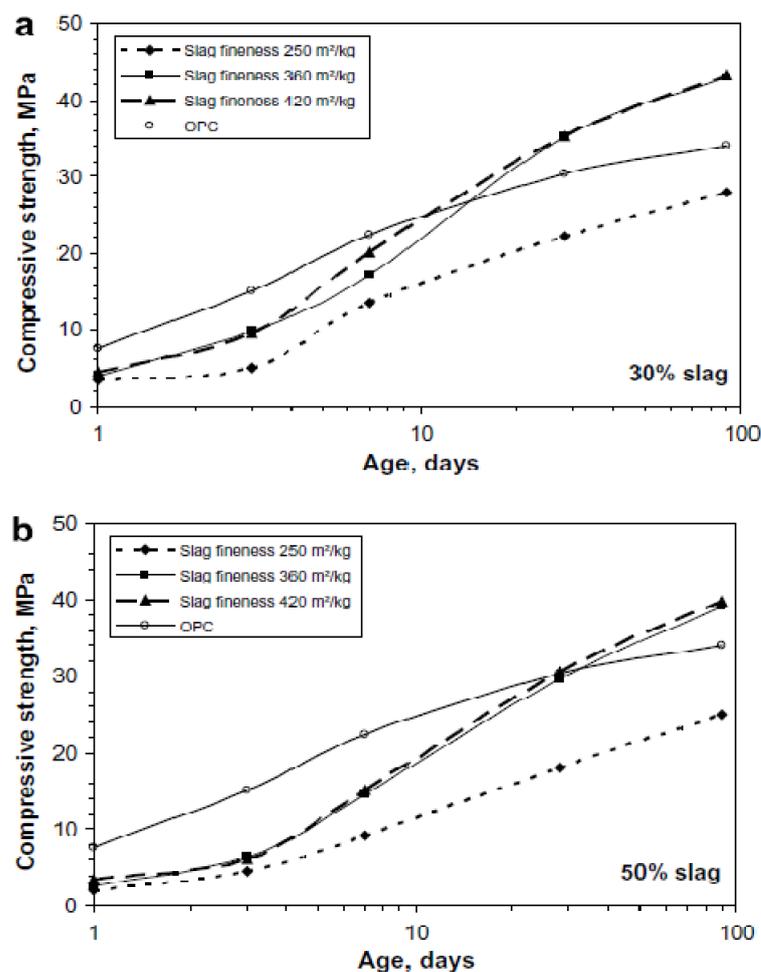


Figure I.49: Effet de la finesse du laitier sur la résistance à la compression de mortiers avec (a) 30% de laitier et (b) 50% de laitier. (Bougara, Lynsdale et al., 2009)

Lawrence et al. (2005) ont analysés l'effet de la nature et de la finesse des ajouts minéraux sur la résistance à la compression pour un taux de remplacement constant de 25%. Les ajouts étant plus fins et plus grossiers que le ciment (280 m²/kg). Ils ont observés qu'à tous les âges et jusqu'à plus de 180 jours, la résistance à la compression augmente avec la finesse de l'ajout utilisé. La **Figure I.50** montre la résistance en fonction de la finesse jusqu'à 180 jours et la **Figure I.51** résume ses résultats sur une échelle semi logarithmique. Pour tous les âges ils ont observés l'augmentation des résistances avec l'augmentation des finesses des ajouts utilisés, les données expérimentales suivent une évolution logarithmique. Ils assurent que l'augmentation de la résistance avec la finesse ne peut être attribuée à la diminution de la teneur en air des mortiers ou à l'augmentation de la densité des mélanges frais, vu que les variations pour ces paramètres sont faibles pour le quartz et le calcaire (**Figure I.52**).

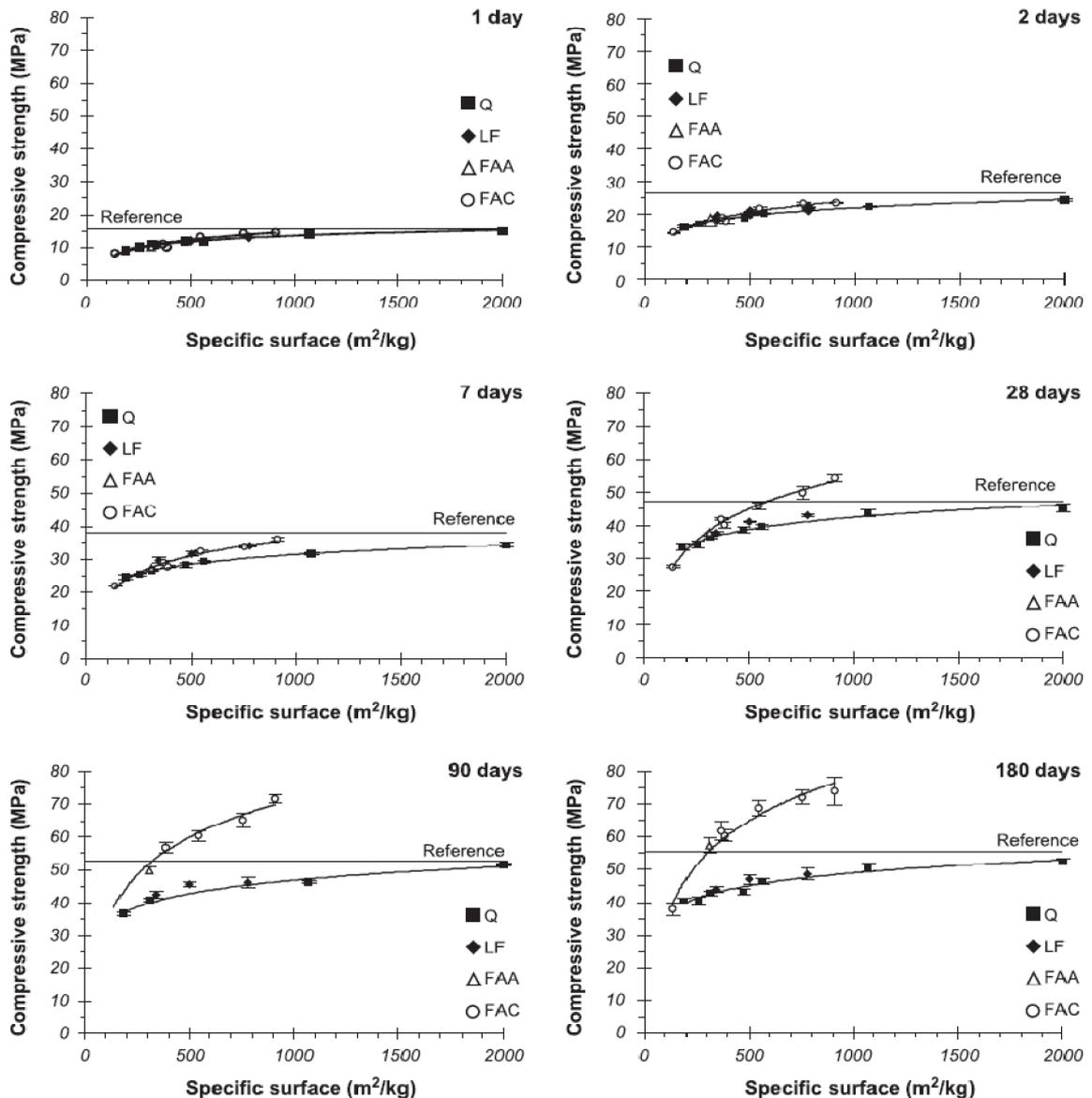


Figure I.50: Effet de la finesse des ajouts sur la résistance en compression de mortiers contenant 25% de quartz, de calcaire et de cendres volantes (Lawrence et al., 2005)

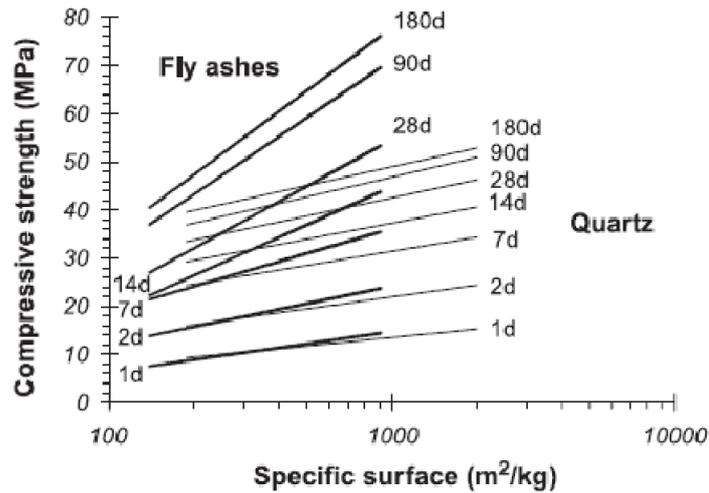


Figure I.51: Effet de la finesse des ajouts sur la résistance en compression pour des mortiers contenant 25% de quartz et cendres volantes (entre 1 et 180 jours) (Lawrence et al., 2005)

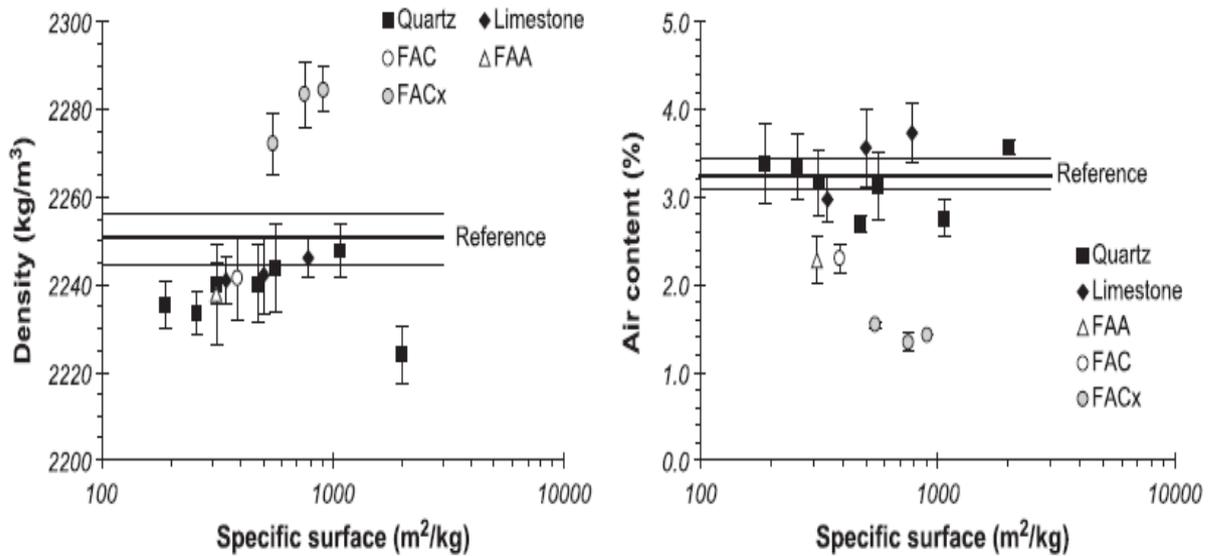


Figure I.52: Densités et teneurs en air de mortiers contenant 25% d'ajouts minéraux (Lawrence et al., 2005)

Lawrence et al. (2005) confirment que pour les résistances à court terme (1 à 2 jours) sont indépendantes de la nature de l'ajout (quartz, calcaire ou cendre volante). La seule exception concerne les trois finesses de cendre volante FAC broyée (à 547, 756 et 909 m²/kg) qui montrent une légère augmentation dans la résistance à la compression (moins de 10%) pour une finesse donnée comparé aux autres matériaux. Et que cette augmentation est attribuable à la plus grande compaction des mortiers frais quand ces ajouts sont utilisés : densité et teneur en air de 2.28 et 1.5% respectivement contre 2.24 et 3% pour les autres mélanges (Figure I.52).

Lawrence et al. (2005) confirment que entre 7 et 28 jours les points expérimentaux, de mortiers contenant des fillers calcaire se déplacent loin de la courbe des matériaux inertes confirmant ici que l'augmentation de résistance observée plutôt pour tous les taux de remplacement quand le calcaire L19 (de finesse $346 \text{ m}^2/\text{kg}$) est utilisé, est aussi présente pour les deux autres finesesses (497 et $782 \text{ m}^2/\text{kg}$) de filler calcaire L8 et L3 respectivement (**Figure I.53**). Et aussi que cette augmentation n'est pas due à la diminution de la porosité des mortiers, comme c'était le cas pour la cendre volante broyée, puisque la densité et la teneur en air des mélanges avec quartz et avec filler calcaire sont presque les mêmes. **Lawrence et al. (2005)** croient que cette augmentation de la résistance des mortiers contenant du filler calcaire entre 2 et 28 jours et qui devient négligeable après 28 jours, est inhérente à un mécanisme particulier, pouvant être lié à la réaction chimique du filler calcaire avec le C_3A et le C_4AF menant à la formation de d'aluminates et de carboaluminates, annoncée par certains chercheurs. **Lawrence et al. (2005)** annoncent que leurs recherches personnelles n'ont rien confirmés dans ce sens, ni la littérature en général.

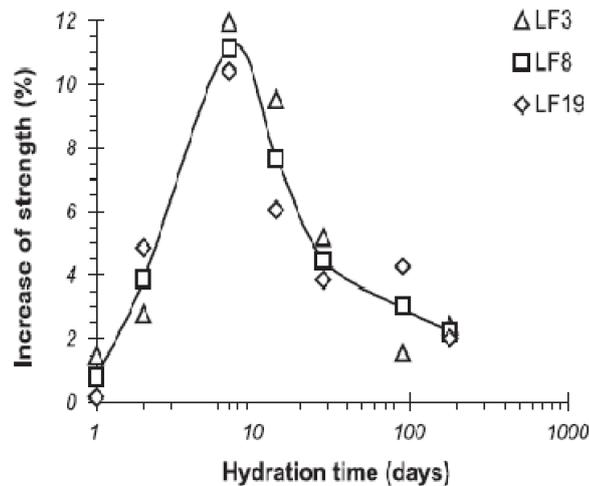


Figure I.53: Augmentation temporaire de la résistance comme pourcentage de mortiers contenant 25% de fillers calcaires, comparés aux mortiers avec 25% de quartz broyé de finesse équivalente. Les valeurs du quartz sont calculées de l'évolution donnée sur la Figure I.50 (**Lawrence et al., 2005**)

Pour le comportement à long terme (plus de 28 jours), les résultats montrent que pour le cas des ajouts non pouzzolaniques (filler calcaire et quartz), l'effet de la finesse sur la résistance à la compression est maintenu avec le temps. Et pour les mortiers contenant des ajouts pouzzolaniques (cendre volante), l'effet de la finesse est significatif, comme observé par l'augmentation des pentes avec le temps dans la **Figure I.51**.

Escalante-Garcia, Espinoza-Perez, Gorokhovskiy & Gomez-Zamorano (2009) ont investigués le développement de la résistance de bétons incorporant du laitier comme remplacement partiel du ciment portland. Pour un ciment portland et laitier de finesses 3250 cm^2/g et 2900 cm^2/g respectivement ; des taux de remplacement par le laitier de 0, 30, 50 et 70% ; des teneurs en liant de 230, 280 et 330 kg/m^3 pour des résistances à 28 jours de 15, 20 et 25 MPa (Tableau I.14) ; un affaissement de 20 ± 2 cm sans utilisation d'adjuvant pour réduire l'eau ; et des résistances à la compression mesurées à 1, 3, 7, 14 et 28 jours.

Tableau I.14: Liste des bétons formulés (Escalante-Garcia et al., 2009)

Concrete	OPC consumption (kg/m^3)	BFS replacement (wt.%)	Ratio w/b
C1E0	230	0	0.86
C1E1		30	
C1E2		50	
C1E3		70	
C2E0	280	0	0.71
C2E1		30	
C2E2		50	
C2E3		70	
C3E0	330	0	0.60
C3E1		30	
C3E2		50	
C3E3		70	

w/b = water/binder.

Escalante-Garcia et al. (2009) ont trouvés que les résistances cibles sont atteintes, de plus grandes résistances sont notés avec l'augmentation du liant (Figure I.54). Comme tendance générale, ils ont notés qu'en présence du laitier de haut fourneau, les résistances diminuent avec l'augmentation du pourcentage de laitier, et plus notoirement avec l'augmentation du liant.

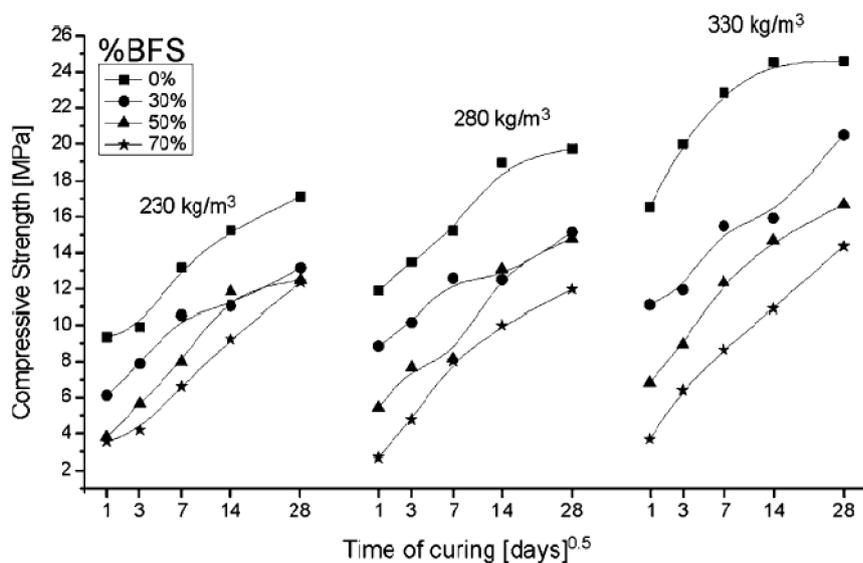


Figure I.54: Résistance à la compression en fonction du temps pour des bétons au laitier (Escalante-Garcia et al., 2009)

Escalente-Garcia et al. (2009) ont observés que le béton C3E1 (330 kg de liant/m³, 30% de laitier) montre une tendance similaire au béton C2E0 (280 kg de liant/m³, 0% de laitier), les dosages en ciment étaient de 231 et 280 kg/m³, pour C3E1 et C2E0 respectivement ; la réduction de 49 kg/m³ de ciment portland rend le béton C3E1 plus environnemental en maintenant une même résistance à 28 jours. Ces résultats montrent la participation du laitier dans les réactions d'hydratation. De l'autre côté **Escalente-Garcia et al. (2009)** ont notés que la résistance du béton C3E1 est meilleure que le béton C1E0 (230 kg de liant/m³, 0% de laitier) ; pour ce cas, la consommation du ciment portland est similaire pour les deux bétons, montrant aussi la participation du laitier dans les réactions. De plus, la pente des courbes entre 14 et 28 jours est supérieure pour le C3E1, ce qui suggère de plus grandes résistances dans le futur. Le taux de gain de résistance pour le béton C3E0 se stabilise entre 14 et 28 jours, mais ces bétons avec un taux de laitier supérieur à zéro (laitier > 0%) montrent des tendances vers une augmentation de résistance, indiquant une intense participation du laitier dans les réactions malgré ses grains relativement grossiers. Ils imputent cette tendance à la présence de quantités d'eau relativement grandes, utilisées pour obtenir l'affaissement sélectionné.

Targan et al. (2003) ont observés en étudiant des pates de ciment incorporant de la pouzzolane naturelle (NP), avec des taux de remplacement massique de 5, 10, 15, 20, 25 et 30%, que, à l'âge de 2 jours, les résistances à la compression des mélanges (ciment + pouzzolane) sont inférieures à la résistance du ciment de référence, et cela pour tous les taux de remplacement (**Figure I.55**), et le remplacement jusqu'à 15% du ciment Portland (PC) par

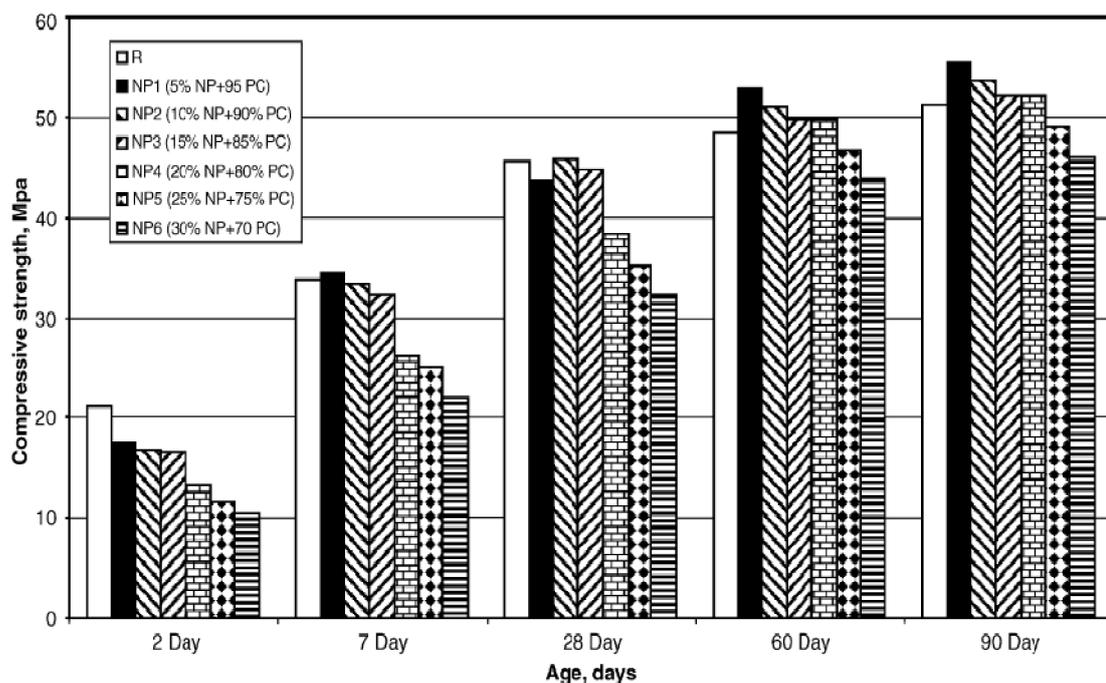


Figure I.55: Résistance à la compression de bétons contenant de la pouzzolane naturelle (NP) et du ciment portland (PC) (**Targan et al., 2003**)

de la pouzzolane naturelle résulte en une augmentation (excepté pour le mélange NP1 contenant 5% de NP) de la résistance à 28, 60 et 90 jours par rapport à la pâte de référence sans pouzzolane. Parmi tous les mélanges celui contenant 5% de pouzzolane naturelle réalise la plus grande résistance après 7 jours (excepté pour 28 jours). Ils ont attribués l'augmentation de la résistance des mélanges due au remplacement par de la pouzzolane naturelle à l'amélioration du rapprochement entre particules. De l'autre côté, la diminution observée dans la résistance des mélanges incorporant de la pouzzolane peut être expliquée par le fait que les grands remplacements (supérieures à 15%) conduisent à un surplus de la petite fraction, qui commence à déplacer les grains de ciment causant le desserrement du système et conduisant à une diminution considérable de la résistance.

Ghrici et al. (2006) ont étudiés le développement de la résistance à la compression avec l'âge pour des mortiers incorporant de la pouzzolane naturelle avec des taux de remplacement du ciment de 0, 10, 20, 30 et 40% (**Figure I.56**).

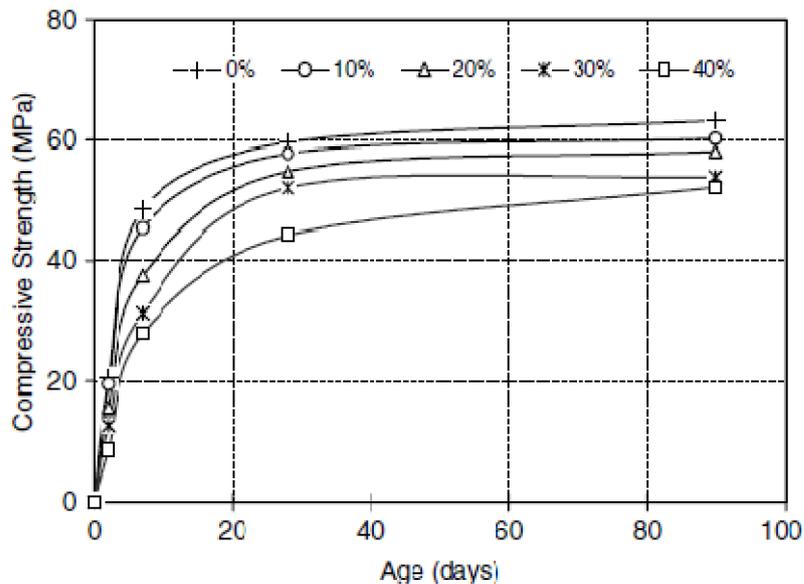


Figure I.56: Développement de la résistance à la compression, cure standard dans l'eau (Ghrici et al., 2006)

Ils ont trouvés que la résistance à la compression du mortier augmente avec l'âge, avec un grand taux de gain de résistance à jeune âge, qui diminue pour les âges ultérieurs. Les éprouvettes de mortier sans pouzzolane ont une plus grande résistance à la compression pour tous les âges, en comparaison avec la résistance des mortiers avec pouzzolane. Cette diminution de la résistance des éprouvettes de pouzzolane naturelle (NP) est plus grande à jeune âge et augmente avec le pourcentage de pouzzolane. La résistance à la compression à 7 jours diminue de 45 à 28 MPa quand le taux de pouzzolane augmente de 10 à 40%. La

résistance à la compression relative à 2 jours d'âge pour des éprouvettes de 30% de pouzzolane naturelle est seulement 53% de celle des éprouvettes de ciment portland. **Ghrici et al. (2006)** l'expliquent par la lenteur de la réaction pouzzolanique, et attribuent les résistances à 90 jours qui sont comparables aux résistances des éprouvettes de ciment portland, à la continuation de la réaction pouzzolanique et à la formation de C-S-H secondaire, qui améliore l'interface pâte granulats et diminue la porosité capillaire du mortier.

Sri Ravindrarajah (2003) a étudié la résistance à la compression à 28 jours, de bétons incorporant de la cendre volante avec des pourcentages de 10, 20, 30 et 40%, comme addition au ciment (non pas comme remplacement du ciment). Il a trouvé (**Tableau I.15** et **Figure I.57**) que la résistance à la compression à 28 jours s'améliore avec l'addition de la cendre volante, à cause du contenu accru de matériaux cimentaires dans le mélange béton. Cependant, il n'a noté aucune relation claire entre le contenu de cendre volante et l'amélioration de la résistance à la compression.

Tableau I.15: Résistance à la compression de bétons incorporant de la cendre volante comme addition (**Sri Ravindrarajah, 2003**)

Property	Addition of Fly Ash (%) by weight of cement				
	0	10	20	30	40
28-day cylinder strength (MPa)	35.5	44.4	39.6	38.4	45.0

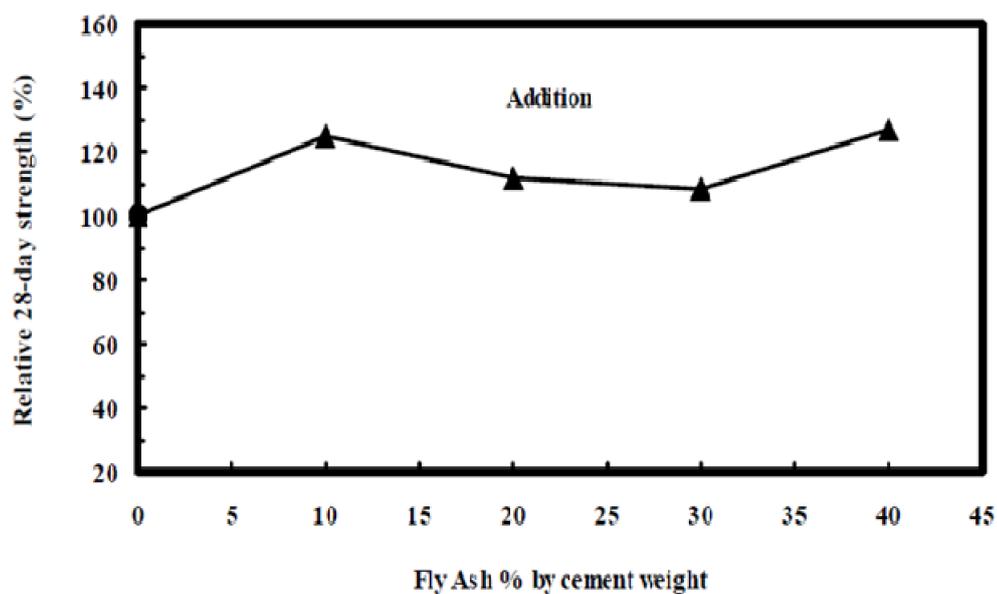


Figure I.57: Effet de la cendre volante comme addition sur la résistance à la compression à 28 jours (**Sri Ravindrarajah, 2003**)

Brindha et al. (2010) ont étudiés l'effet de remplacement de 20, 40 et 60% du sable par du laitier de cuivre (**Tableau I.16**) de finesse 1250 cm²/g, sur la résistance à la compression d'éprouvettes cubiques 150 mm×150mm×150mm de béton (**Tableau I.17**).

Tableau I.16: Propriétés Chimiques du laitier de cuivre (**Brindha et al., 2010**)

Chemical Component	% Of Chemical Component
SiO ₂	25.84
Fe ₂ O ₃	68.29
Al ₂ O ₃	0.22
CaO	0.15
Na ₂ O	0.58
K ₂ O	0.23
LoI	6.59
Mn ₂ O ₃	0.22
TiO ₂	0.41
SO ₃	0.11
CuO	1.20
Sulphide sulphur	0.25
Insoluble residue	14.88
Chloride	0.018

Tableau I.17: Mélanges de béton avec Différentes proportions de laitier de cuivre (**Brindha et al., 2010**)

Mix Materials	CC Kg/m ³	S20 Kg/m ³	S40 Kg/m ³	S60 Kg/m ³
Cement	340	340	340	340
Copper slag	0	113.4	226.8	340.2
Water	153	153	153	153
F.A	567	453.6	340.2	226.8
C.A	1278	1278	1278	1278

Ils ont trouvés (**Figure I.58**) que pour le béton de contrôle la résistance à la compression a été de 35.11 N/mm². D'autre part, pour les bétons avec laitier de cuivre la résistance à la compression obtenue était 43.4 N/mm² pour le béton S20, 46.67 N/mm² pour le béton S40 et 39.7 N/mm² pour le béton S60 après 28 jours de cure. Les bétons avec laitier de cuivre ont donnés des valeurs de résistance à la compression plus hautes que le béton de contrôle. Le pourcentage optimal de remplacement a été obtenu au remplacement de 40 % du sable par du laitier de cuivre. Le pourcentage maximal d'augmentation de la résistance à la compression est de 32.93 % pour S40.

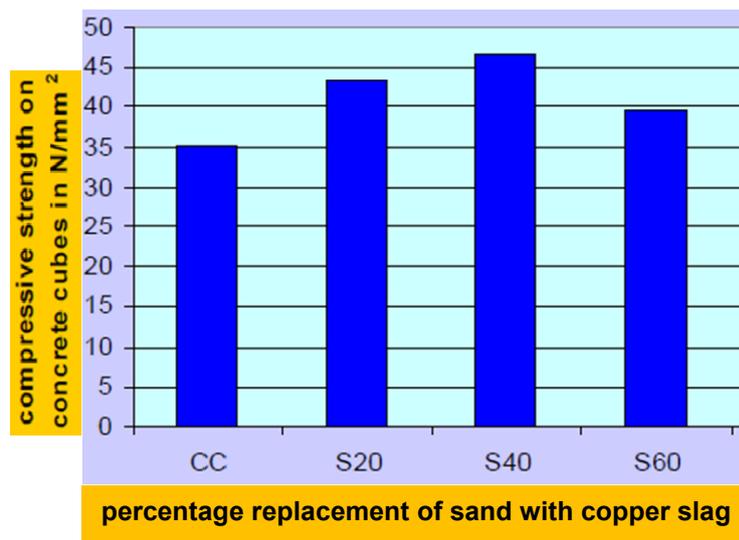


Figure I.58: Résistance à la compression pour des bétons avec différents pourcentages de laitier de cuivre (Brindha et al., 2010)

I.12.5. Résistance à la flexion

Refrafi (2009) a comparé les résistances à la flexion (Figure I.59) de mortiers à base de CPA+10%F, de CPA+30%P avec un mortier à base de CPA seul, et avec un rapport E/L = 0.35. Il a remarqué que l'effet du filler calcaire et de la pouzzolane sur la résistance à la flexion est similaire à celui enregistré pour la résistance à la compression (Figure I.21).

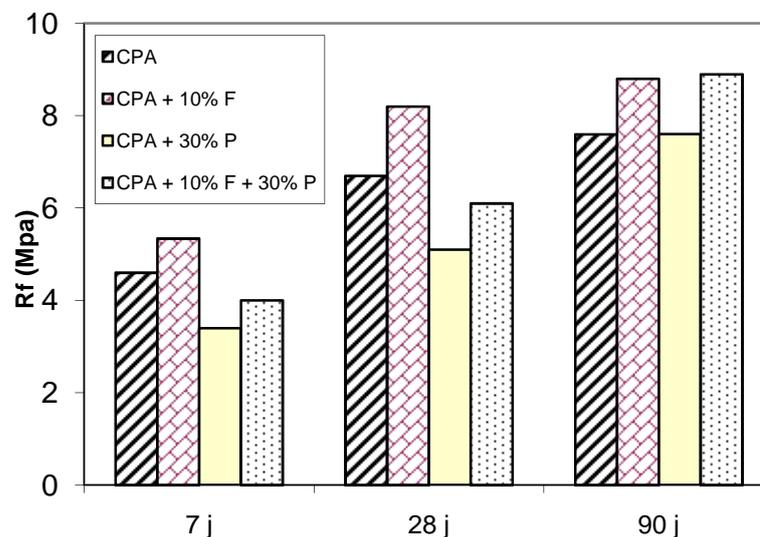


Figure I.59: Evolution de la résistance à la flexion de ciment en fonction du temps et du type de ciment (E/L= 0,35) (Refrafi, 2009)

Refrafi (2009) a étudié la résistance à la flexion de bétons à base de CPA, CPA+10% de filler, CPA+ 30% pouzzolane et CPA+10% de filler+ 30% pouzzolane (Tableau I.11) ; avec un affaissement au cône d'Abrams de 5 cm, Dmax = 20 mm et G/S = 2.4.

Il rapporte que l'évolution des résistances à la flexion de ces bétons (**Figure I.60**) est similaire à celle des résistances à la compression (**Figure I.23**).

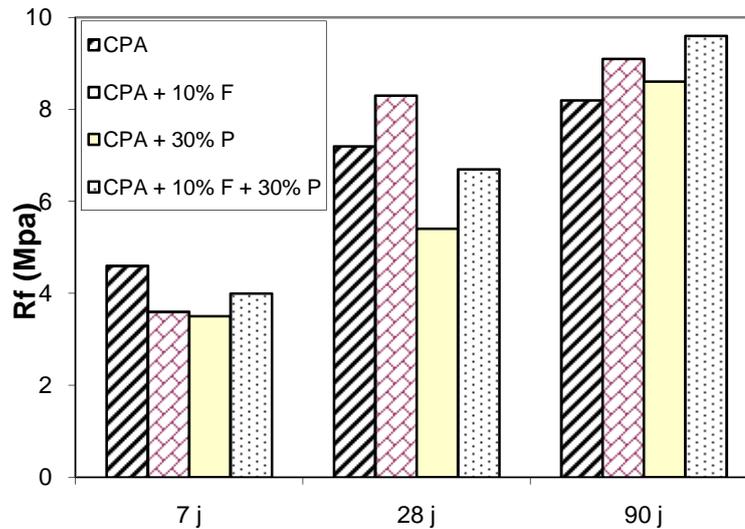


Figure I.60: Résistance à la flexion du béton en fonction du temps et du type de ciment (Refrafi, 2009)

Guettala (2007) a trouvé que les résistances à la flexion, à 7, 28 et 90 jours, pour éprouvettes prismatiques (10 x 10 x 40 cm), d'un béton confectionné à base de ciment CPA avec 20% de sable de dune broyé (Sd) sont supérieures à celles des bétons confectionnés à base de ciments CPA et CPJ (**Figure I.61**).

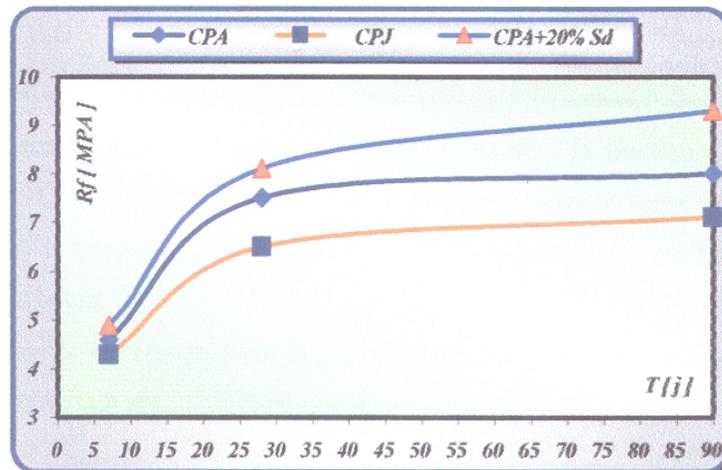


Figure I.61: Résistance à la flexion du béton en fonction du temps et du type de ciment (Guettala, 2007)

Targan et al. (2003) ont étudiés des pâtes de ciment incorporant de la pouzzolane naturelle (NP), avec des taux de remplacement massique de 5, 10, 15, 20, 25 et 30%. Ils ont observés que le remplacement jusqu'à 15% du ciment portland par de la pouzzolane naturelle (**Figure I.62**) résulte en une augmentation dans la résistance à la flexion à 2 jours. Cette

augmentation a été attribuée à la réactivité pouzzolanique de la pouzzolane naturelle. Tandis que l'incorporation de la pouzzolane avec un taux de remplacement supérieur à 15% résulte en une diminution significative de la résistance à la compression pour le même âge (2 jours). Avec l'âge, la résistance à la flexion de tous les mélanges augmente graduellement.

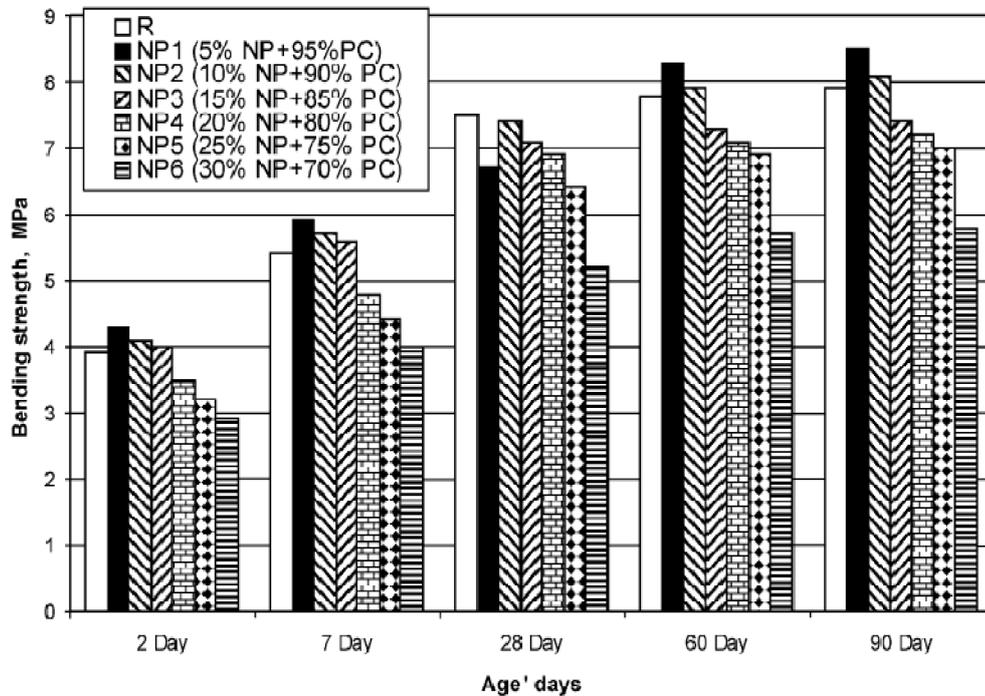


Figure I.62: Résistance à la flexion pour des éprouvettes contenant de la pouzzolane naturelle (NP) et du ciment portland(PC) (Targan et al., 2003)

Ghrici et al. (2006) ont étudiés le développement de la résistance à la flexion avec l'âge pour des mortiers incorporant de la pouzzolane naturelle avec des taux de remplacement du ciment de 0, 10, 20, 30 et 40% (Tableau I.18). Ils ont trouvés une tendance similaire à celle de la résistance à la compression. Cependant, la diminution de la résistance à la flexion à jeune âge est relativement moins significative pour les grands taux de remplacement que pour celle de la résistance à la compression.

Tableau I.18: Résistance à la flexion (en MPa) pour des mortiers incorporant de la pouzzolane naturelle (Ghrici et al., 2006)

	Standard water curing			
	2 day	7 day	28 day	90 day
0%	4.84	6.65	7.87	8.13
10%	4.10	6.29	7.39	8.52
20%	3.23	6.13	6.8	7.65
30%	2.45	5.34	6.75	7.07
40%	2.09	4.38	6.55	7.00

I.12.6. Résistance à la traction par fendage

Refraci (2009) a étudié la résistance à la traction par fendage de bétons à base de CPA, CPA+10% de filler, CPA+ 30% pouzzolane et CPA+10% de filler+ 30% pouzzolane (Tableau I.11) ; avec un affaissement au cône d'Abrams de 5 cm, $D_{max} = 20$ mm et G/S = 2.4. Il rapporte que l'évolution des résistances à la traction par fendage de ces bétons est similaire à celle des résistances à la compression (Figure I.63). Comme il a remarqué que la résistance à la traction est environ 10 fois plus faible que la résistance à la compression.

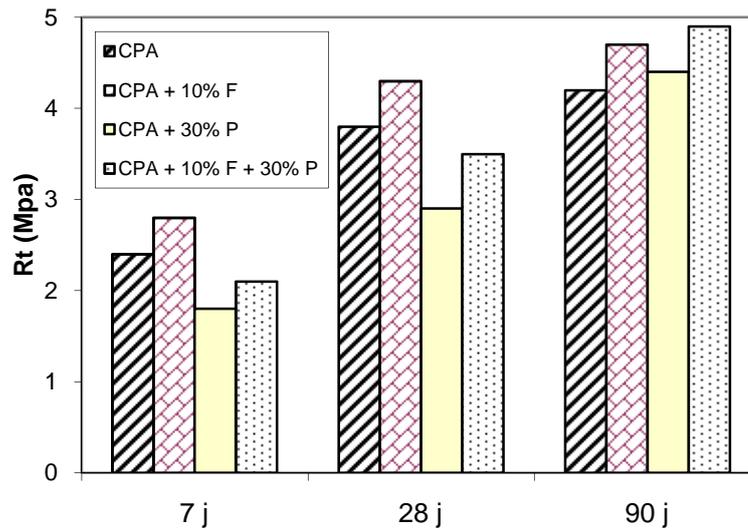


Figure I.63: Résistance à la traction par fendage du béton en fonction du temps et du type de ciment (Refraci, 2009)

Guettala (2007) a trouvé que les résistances à la traction par fendage, à 7, 28 et 90 jours, pour éprouvettes cylindriques (16 x 32 cm), d'un béton confectionné à base de ciment CPA avec 20% de sable de dune broyé (Sd) sont supérieures à celles des bétons confectionnés à base de ciments CPA et CPJ (Figure I.64).

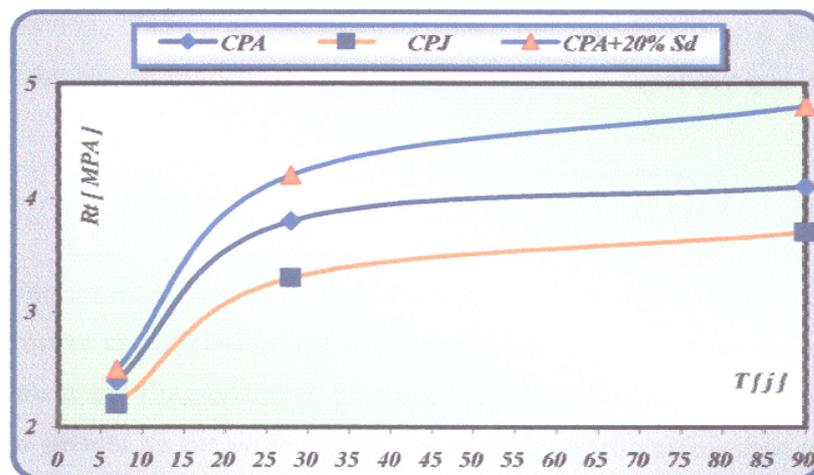


Figure I.64: Résistance à la traction par fendage du béton en fonction du temps et du type de ciment (Guettala, 2007)

Les résistances à la traction par fendage pour le béton à base de (CPA+20%Sd) sont dix fois inférieures que les résistances à la compression.

Brindha et al. (2010) ont étudiés l'effet de remplacement de 20, 40 et 60% du sable par du laitier de cuivre de finesse $1250 \text{ cm}^2/\text{g}$, sur la résistance à la traction par fendage d'éprouvettes cylindriques de béton de dimension $150 \text{ mm} \times 300 \text{ mm}$. Ils ont trouvés (**Figure I.65**) que la valeur optimale de la résistance à la traction par fendage a été obtenue pour un pourcentage de remplacement du sable par le laitier de cuivre de 40 %, et avec un pourcentage d'augmentation de la résistance à la traction par fendage de 36.45 %.

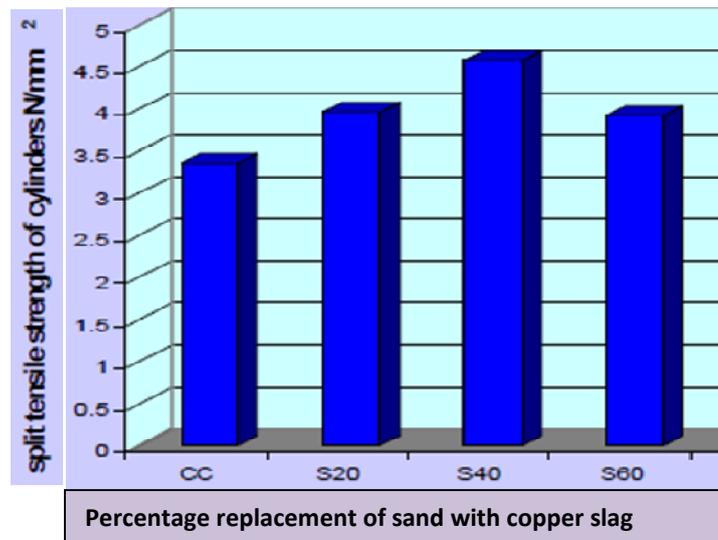


Figure I.65: Résistance à la traction par fendage de bétons avec différents % de remplacement du sable par du laitier de cuivre (**Brindha et al., 2010**)

I.12.7. Absorption (par immersion dans l'eau)

Guettala (2007) a trouvé que le coefficient d'absorption à 28 jours, du béton confectionné à base de ciment CPA avec 20% de sable de dune broyé (Sd) est inférieur à celui des bétons confectionnés à base de ciments CPA et CPJ (**Figure I.66**).

Les valeurs du coefficient d'absorption des trois bétons sont inférieures à 5%.

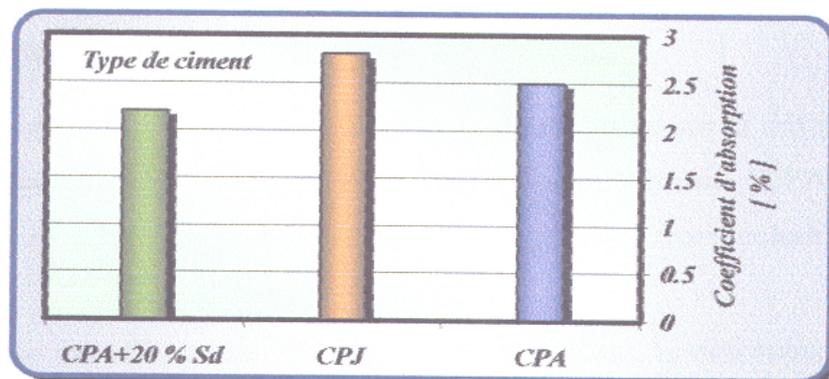


Figure I.66: Variation du coefficient d'absorption d'eau du béton en fonction du type de ciment (**Guettala, 2007**)

Brindha et al. (2010) ont étudiés l'effet de remplacement de 20, 40 et 60% du sable par du laitier de cuivre de finesse 1250 cm²/g, sur l'absorption d'eau a 60 jours. Ils ont trouvés (**Tableau I.19** et **Figure I.67**) que les bétons avec laitier de cuivre ont un taux d'absorption moindre que le béton de contrôle, et cela jusqu'à 40% de laitier (S40). Ils l'expliquent par la réduction des pores du béton suite au remplacement d'un pourcentage de sable par du laitier de cuivre. Au-delà de S40, la valeur d'absorption d'eau augmente

Tableau I.19: Résultats de l'essai d'absorption (**Brindha et al., 2010**)

S.No	Mix id	weight of saturated specimens(Kg)	weight of Oven-dried specimens(Kg)	Saturated water absorption @ 60 days (%)
1	CC	8.6	8.4	2.3
2	S20	8.87	8.7	2.1
3	S40	9.04	8.88	1.8
4	S60	9.48	8.95	6

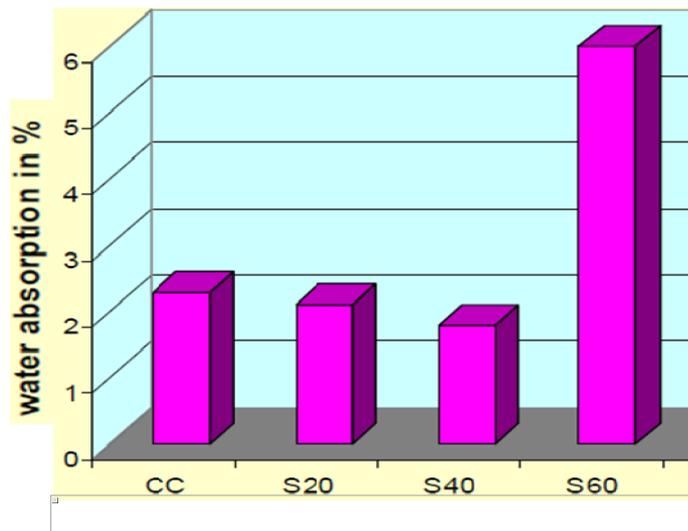


Figure I.67: Absorption d'eau pour bétons avec laitier de cuivre (**Brindha et al., 2010**)

I.12.8. Ramollissement

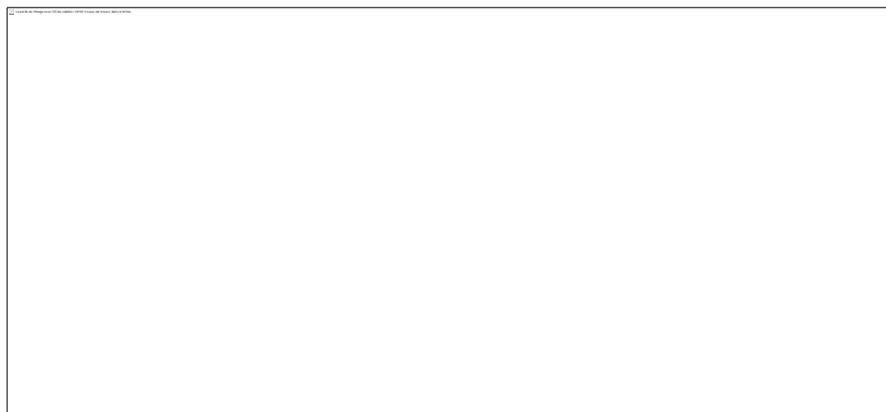


Figure I.68: Variation du coefficient de ramollissement du béton en fonction du type de ciment (**Guettala, 2007**)

Guettala (2007) rapporte que le coefficient de ramollissement à 28 jours, du béton confectionné à base de ciment CPA avec 20% de sable de dune broyé (Sd) est supérieur à celui des bétons confectionnés à base de ciments CPA et CPJ (Figure I.68).

I.12.9. Déformabilité

Guettala (2007) a trouvé (Figure I.69) que le module d'élasticité du béton au (CPA+20%Sd) est supérieur à celui du CPA et du CPJ 42.5.

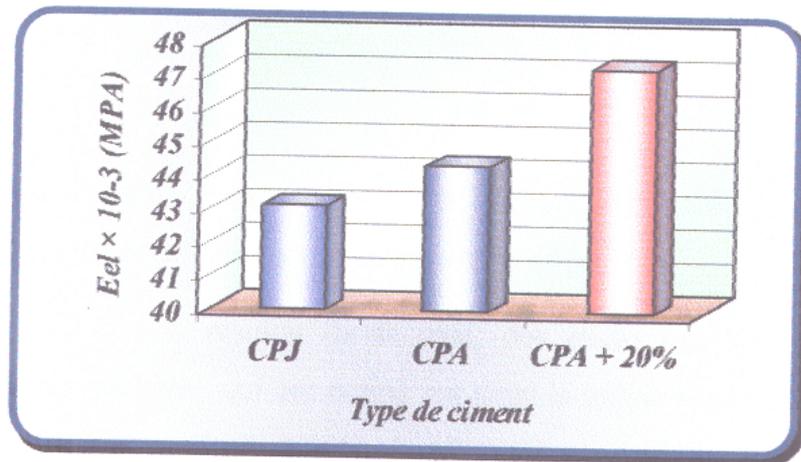


Figure I.69: Module d'élasticité des bétons (CPJ, CPA et CPA+20%) (Guettala, 2007)

I.13. Conclusion

Qu'ils soient d'origine naturelle ou artificielle, les ajouts minéraux sont constitués des mêmes oxydes composant le ciment portland, à savoir la chaux, la silice, l'alumine et l'oxyde de fer, mais dans des proportions différentes. L'état vitreux de la silice présente dans les ajouts minéraux est une condition pour la plus ou moins grande activité chimique des ajouts en milieu cimentaire, ainsi que, leur composition chimique et leur finesse.

La présence des ajouts minéraux en milieu cimentaire contribue à la modification de la cinétique d'hydratation, en offrant leur surface pour la germination des hydrates, et causant ainsi la modification de la microstructure des pâtes de ciment hydraté.

Aussi, qu'ils soient actives ou inertes, les ajouts minéraux contribuent par un effet physique seul, lié à la finesse de leur particules et leur état de surface, à l'amélioration des propriétés rhéologiques et mécaniques, s'ils sont introduits dans le béton à certaines teneurs et finesses, sinon leur introduction exigerait l'utilisation d'adjuvant chimique pour le maintien d'une certaine consistance.

Mais, d'après Neville (2000) aucune généralisation valable ne peut être tirée de la comparaison d'un béton de référence et d'un béton confectionné avec un ajout minéral donné,

car n'importe laquelle des différences, portant sur la maniabilité, la résistance à différents âges, le dosage total en matériau cimentaire ou le rapport eau/ciment, peut être importante dans une construction. Cela constitue un catalogue général des propriétés de bétons réalisés avec les différents matériaux présentant des propriétés hydrauliques et rend possible l'estimation des propriétés du béton confectionné avec différents ingrédients et en différentes proportions. Les propriétés spécifiques de chacun des bétons doivent être établies expérimentalement.

Chapitre II

Expérimentation et Programme des Essais

II.1. Introduction

Dans ce chapitre sont rapportées les principales caractéristiques des matériaux utilisés dans ce travail, le programme des essais effectués, les méthodes de formulation de béton, ainsi que les méthodes d'essai sur béton frais et béton durci.

II.2. Caractéristiques des matériaux utilisés

II.2.1. Ajouts minéraux

Les trois ajouts minéraux étudiés dans ce mémoire sont : un ajout calcaire (Ca), un ajout de pouzzolane (Pz) et un ajout de laitier de haut fourneau granulé (L) ; qui ont été broyés puis passés au tamis 90 μ m.

Le calcaire* provient d'un gisement situé à Ain Touta wilaya de Batna. La pouzzolane* provient de la région de Beni Saf à l'ouest de l'Algérie. Le laitier* provient du complexe sidérurgique d'El Hadjar, wilaya d'Annaba. (* : fournies par la cimenterie de Ain Touta)

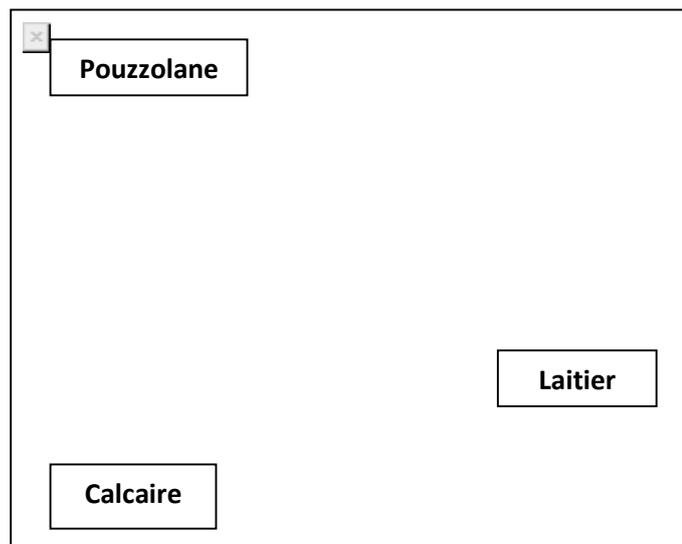


Photo II.1: Ajouts minéraux broyés

Les principales caractéristiques physiques, les compositions chimiques des différents ajouts minéraux utilisés, ainsi que les modules de basicité (Mb) et d'activité (Ma) du laitier sont récapitulés dans les **Tableaux II.1, II.2 et II.3**.

Tableau II.1: Caractéristiques physiques des ajouts minéraux

Additions	Désignation	Masse volumique absolue, kg/m ³	Masse volumique apparente, kg/m ³	Surface spécifique Blaine, cm ² /g
Calcaire	Ca	2670	800	6200
Pouzzolane	Pz	2480	920	3800
Laitier	L	2710	1450	2340

Tableau II.2: Compositions chimiques des ajouts minéraux

Additions	Teneur %									
	CaO	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	MgO	K ₂ O	MnO	Na ₂ O	SO ₃	P.F.
Ca ^a	55.5	-	-	0.03	0.8	-	-	-	-	43.6
Pz ^a	10.10	44.85	17.20	10.50	3.40	1.60	-	4.05	1.50	4.10
L ^a	43.01	40.8	5.2	0.53	6.4	-	3.02	0.01	0.8	-

(^a : Boudchicha, 2007)

La qualité du laitier est appréciée par deux modules, le module de basicité (Mb) et le module d'activité (Ma). L'activité hydraulique du laitier tend à augmenter avec l'augmentation de ces deux modules.

Tableau II.3: Modules de basicité (Mb) et d'activité (Ma) du laitier.

Module	Formule	Valeur	Observations
Mb	$\frac{CaO + MgO}{SiO_2 + Al_2O_3}$	1,074	Mb>1 donc le laitier est basique
Ma	$\frac{Al_2O_3}{SiO_2}$	0,128	

II.2.2. Ciment

Le ciment utilisé pour la présente étude est du ciment portland artificiel CPA-CEM I 42.5 (CRS) produit par la cimenterie de Hammam Dalâa wilaya de M'sila (ACC : Algerian Cement Company).

Les principales caractéristiques physiques, la composition chimique et la composition minéralogique de ce ciment sont récapitulés dans les **Tableaux II.4, II.5** et **II.6** respectivement.

Tableau II.4: Caractéristiques physiques du ciment

Ciment	Désignation	Masse volumique absolue (Kg/m ³)	Surface spécifique Blaine (cm ² /g)
CPA-CEM I 42.5	C	3150	3020

Tableau II.5: Composition chimique du ciment

Teneur %								
SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃	K ₂ O	Na ₂ O	P. F.
21,62	4,49	5,37	63,91	1,66	1,92	0,25	0,08	0,81

Tableau II.6: Composition minéralogique du ciment CPA-CEM I 42.5 selon Bogue

Teneur %			
C ₃ S	C ₂ S	C ₃ A	C ₄ AF
52,48	22,69	2,82	16,32

II.2.3. Sable

Le sable utilisé pour toutes les formulations de cette étude, est un sable de rivière de la région de Lioua, Wilaya de Biskra, Algérie. Les caractéristiques physiques et l'analyse granulométrique du sable sont présentées dans les **Tableaux II.7** et **II.8**.

Tableau II.7: Caractéristiques physiques du sable

Propriétés	Sable	Observations
Masse volumique absolue, kg/m ³	2540	
Masse volumique apparente, kg/m ³	1770	
Module de finesse	2.35	Fuseau préférentiel

Tableau II.8: Analyse granulométrique du sable

Tamis, (mm)	Refus partiel (g)	Refus cumulés		Tamisât (%)
		(g)	(%)	
5	8	8	0,40	99,59
2.5	314	322	16,16	83,83
1.25	180	502	25,20	74,79
0.63	261	763	38,30	61,69
0.315	615	1378	69,17	30,82
0.16	339	1717	86,19	13,80
0.08	267	1984	99,59	0,40
Le fond	8	1992	100	0

II.2.4. Pierre concassée

De nature calcaire, elle provient de la carrière de Ain Touta, avec deux fractions granulaires de 7/15 mm et 15/25 mm.

Les caractéristiques physiques et l'analyse granulométrique de la pierre concassée sont présentées aux **Tableaux II.9, II.10** et **II.11**.

Tableau II.9: propriétés physiques de la pierre concassée

Propriétés	Pierre concassée		Observations
	Fraction 7/15	Fraction 15/25	
Masse volumique absolue, kg/m ³	2670	2670	
Masse volumique apparente, kg/m ³	1310	1280	
Coefficient d'absorption, (%)	0,40		
Coefficient Los Angeles, (%)	21,16		Dure

Tableau II.10: Analyse granulométrique de la pierre concassée, fraction 7/15

Tamis, (mm)	Refus partiel, (g)	Refus cumulés		Tamisât, (%)
		(g)	(%)	
20	0	0	0.00	100.00
16	84	84	2.81	97.19
12.5	643	727	24.32	75.68
10	1013.5	1740.5	58.23	41.77
8	653.75	2394.25	80.10	19.90
6.3	460	2854.25	95,49	4.51
5	101.75	2956	98.90	1.10
Le fond	33	2989	100.00	0

Tableau II.11: Analyse granulométrique de la pierre concassée, fraction 15/25

Tamis, (mm)	Refus partiel, (g)	Refus cumulés		Tamisât, (%)
		(g)	(%)	
25	0	0	0	100
20	890,75	890,75	17,85	82,15
16	2667,25	3558	71,28	28,72
12,5	1057	4615	92,46	7,54
10	294	4909	98,35	1,65
8	55,75	4964,75	99,46	0,54
6,3	19,25	4984	99,85	0,15
5	0,25	4984,25	99,85	0,15
Le fond	7,25	4991,5	100	0

II.2.5. Adjuvant

L'adjuvant utilisé dans cette étude est du **PLASTACRYL 85**, c'est un superplastifiant haut réducteur d'eau. Il est conçu à base de polyacrylates combinés. Cette formulation permet l'obtention d'un long maintien d'ouvrabilité du béton. En plus de sa fonction principale de superplastifiant, il permet de diminuer la quantité d'eau de gâchage du béton d'une façon remarquable. (http://www.granitex.dz/produits/?page=notice_tech_plastacryl_85)

Tableau II.12: Caractéristiques du superplastifiant.

Caractéristiques	Forme	Couleur	Densité	pH	Teneur en chlore	Extrait sec
PLASTACRYL 85	Liquide	Ocre clair	1,05 ± 0,01	6.0 - 6.5	< 1g/L	20%

II.3. Programme des essais

L'étude de l'effet des ajouts minéraux et de l'adjuvant fluidifiant (superplastifiant) sur les propriétés rhéologiques et mécaniques des bétons, a été conduite en trois étapes. Chaque étape comprend : les paramètres pris en compte, les essais effectués sur béton frais et béton durci, ainsi que les résultats escomptés.

II.3.1. Première étape

1. Paramètres :

- Trois ajouts minéraux (Ca, Pz, L) avec différentes finesses ;
- Trois pourcentages d'ajouts minéraux (10, 15, 20%) ;
- Deux méthodes de formulation (Scramtaïev, Dreux-Gorisse) ;
- Dosage de ciment :
 - Trois dosages (350, 400, 500 kg/m³), pour la méthode de Scramtaïev;
 - Deux dosages (350, 400 kg/m³), pour la méthode de Dreux-Gorisse.

2. Essais :

- Béton frais :
 - Consistance : Affaissement au cône d'Abrams Af.
- Béton Durci :
 - Résistance à la compression mesurée sur éprouvettes cubiques (10x10x10 cm) à 7, 28, 90 jours d'âge.

3. Résultats escomptés:

Choix de la meilleure formulation en termes de résistance à la compression (Rc28) mesurée sur éprouvettes cubiques de (10x10x10 cm) pour chaque type d'ajout en fonction :

- du pourcentage d'ajout ;
- du dosage en ciment ;
- de la méthode de formulation.

II.3.2. Deuxième étape**1. Paramètres :**

- les trois (03) meilleures formulations de la 1^e étape : une formulation pour chaque type d'ajouts ;
- trois pourcentages d'adjuvant fluidifiant : 0.05, 0.25 et 0.5%.

2. Essais :

- Béton frais :
 - Consistance : Affaissement au cône d'Abrams ;
- Béton durci :
 - Résistance à la compression mesurée sur éprouvettes cubiques (10x10x10 cm) à 7, 28, 90 jours d'âge.

3. Résultats escomptés:

Choix du meilleur pourcentage d'adjuvant fluidifiant pour chacune des trois formulations choisies à l'issue de la 1^e étape et cela en terme de résistance à la compression mesurée sur des éprouvettes cubiques de (10x10x10 cm).

II.3.3. Troisième étape**1. Paramètres :**

- les trois (03) meilleures formulations de la 2^e étape.

2. Essais :

- Béton frais :
 - Perte d'affaissement ;

- Béton durci :
 - Résistance à la flexion (R_f) mesurée à 28 et 90 jours d'âge sur éprouvettes prismatiques (10x10x40 cm);
 - Résistance à la traction par fendage (R_{tf}) mesurée sur éprouvettes cylindriques (16x32) à 28 et 90 jours d'âge;
 - Absorption : essai réalisé sur éprouvettes cubiques (10x10x10 cm) à 28 jours ;
 - Coefficient de ramollissement : essai réalisé à 28 jours d'âge sur éprouvettes cubiques (10x10x10 cm) ;
 - Déformabilité : essai réalisé sur éprouvettes prismatiques (10x10x40 cm) à 28 jours ;

II.4. Formulation des bétons

Lorsqu'on mélange du ciment, du sable, du gravier et de l'eau, on obtient un béton. Mais on peut obtenir une infinité de bétons, en faisant varier les proportions des constituants ; et il est certain que parmi ces bétons, tant par leur nature propre qu'en raison du travail à exécuter, certains seront franchement mauvais, d'autres seront acceptables, d'autres enfin (les moins nombreux) seront bons. **(Lanchon, 1977)**

Les méthodes d'études de composition de bétons ont donc pour but, à partir de constituants données, de déterminer la composition d'un bon béton en vue d'un travail déterminé. **(Lanchon, 1977)**

Le choix des constituants d'un béton et de leurs proportions est aussi appelé « formulation d'un béton ». **(Neville, 2000)**

Deux méthodes de formulation du béton sont utilisées : la méthode de Scramtaïev et la méthode de Dreux-gorisse.

II.4.1. Méthode de Scramtaïev (Komar, 1978)

Cette méthode repose sur le fait qu'un béton lourd, damé à l'état frais, se rapproche de la compacité absolue, ce qui signifie que la somme des volumes absolus des matériaux d'origine dans un m^3 est égale au volume de la composition du béton damée.

Avant d'aborder le calcul de la composition il faut déterminer la qualité des matériaux d'origine : ciment, eau, sable et pierres concassées conformément aux normes.

Les données servant à calculer la composition du béton sont : la classe de résistance requise (R_b), le degré de fluidité ou de consistance ainsi que les caractéristiques des matériaux d'origine : activité (R_c) et masse spécifique du ciment, masses volumiques et spécifiques du sable, des pierres concassées ou du gravier et la porosité des pierres concassées ou du gravier.

Le calcul de la composition du béton se pratique dans l'ordre suivant :

II.4.1.1. Détermination du rapport C/E, qui assure l'obtention d'un béton de résistance requise (R_b), suivant les expressions :

- a) Pour bétons à $C/E \leq 2,5$ (béton plastique et très plastique)

$$R_b = A.R_c \left(\frac{C}{E} - 0,5 \right)$$

D'où résulte

$$\frac{C}{E} = \frac{R_b}{A.R_c} + 0,5$$

- b) Pour bétons à $C/E > 2,5$ (béton ferme et très ferme)

$$R_b = A_1.R_c \left(\frac{C}{E} + 0,5 \right)$$

D'où résulte

$$\frac{C}{E} = \frac{R_b}{A_1.R_c} - 0,5$$

Tableau II.13: Valeurs des coefficients A et A1 en fonction du liant et agrégat

Les valeurs des coefficients A et A1 en fonction du liant et agrégat	A	A1
Bon	0.65	0.43
Moyen	0.60	0.40
Mauvais	0.55	0.37

II.4.1.2. Détermination de la dépense en eau, en fonction de la consistance (A_f) du béton et du diamètre maximal des granulats D_{max} , approximativement d'après le tableau suivant :

Tableau II.14: Quantité d'eau nécessaire au béton (l/m^3) par rapport à la grosseur du gravier

Caractéristique du mélange du béton		Quantité d'eau nécessaire au béton (l/m^3) par rapport à la grosseur du gravier, en mm		
Affaissement du cône (A_f), en cm	Maniabilité, en s	10	20	40
0	150 à 200	145	130	120
0	90 à 120	150	135	125
0	60 à 80	160	145	130
0	30 à 50	165	150	135
0	15 à 30	175	160	145
1	15 à 30	185	170	155
2	15 à 30	190	175	160
3	15 à 30	195	180	165
5	15 à 30	200	185	170
7	15 à 30	205	190	175
8	15 à 30	210	195	180
10	15 à 30	215	200	185

Remarque. Les données du tableau sont justes pour les bétons au ciment portland, au sable moyen et au gravier utilisé comme gros agrégat. Dans des conditions différentes la quantité d'eau indiquée au tableau, augmente :

- en cas d'utilisation d'un portland pouzzolanique, de 15 à 20 l/m³ ;
- si le gravier est remplacé par les pierres concassées, de 10 l/m³ ;
- pour le sable fin, de 10 l/m³.

II.4.1.3. Détermination de la dépense en ciment

Après avoir défini la valeur de C/E et la quantité d'eau E nécessaire au mélange de béton, la dépense en ciment est calculée en kg par m³ de béton

$$C = \frac{C}{E} \cdot E, \text{ kg / m}^3$$

II.4.1.4. Détermination de la dépense en gros granulats

$$G = \frac{1000}{\frac{P_G}{\rho_{app.G}} \cdot \alpha + \frac{1}{\rho_{abs.G}}}, \text{ kg / m}^3$$

$$P_G = 1 - \frac{\rho_{app.G}}{\rho_{abs.G}}$$

G : dépense en gros granulats ;

P_G : la porosité des pierres concassées ou du gravier à l'état meuble (est substitué dans la formule sous forme d'une valeur relative ;

ρ_{app.G} : masse volumique apparente de la pierre concassée ou du gravier, en kg/l ;

ρ_{abs.G} : masse volumique absolue de la pierre concassée ou du gravier, en kg/l ;

α : coefficient d'écartement des grains des pierres concassées (ou de l'excès de mortier) ;

Tableau II.15: Valeurs de α, coefficient d'écartement des grains des pierres concassées

Dépense en ciment, kg/m ³	Valeur de α en fonction de E/C et C					
	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8
250	-	-	-	1.26	1.32	1.38
300	-	-	1.30	1.38	1.42	-
350	-	1.32	1.38	1.44	-	-
400	1.31	1.40	1.46	-	-	-
500	1.44	1.52	1.56	-	-	-
600	1.52	1.56	-	-	-	-

Nous avons deux fractions granulométriques de gravier : (7/15) et (15/25). Le mélange de ces fractions doit assurer la composition granulométrique admissible aux bétons.

II.4.1.5. Détermination de la dépense en sable

$$S = \left[1000 - \left(\frac{C}{\rho_{abs.C}} + E + \frac{G}{\rho_{abs.G}} \right) \right] \cdot \rho_{abs.S}, \text{kg} / \text{m}^3$$

II.4.2. Méthode de Dreux-Gorisse (Dreux et Festa, 1998)

II.4.2.1. Détermination du rapport C/E en fonction de la résistance moyenne désirée

$$f_c = f_{c28} + 15\% \quad \text{ou} \quad f_c = 1,15 f_{c28}$$

$$f_c = G \cdot \sigma_c \left(\frac{C}{E} - 0,5 \right)$$

Avec:

f_{c28} : Résistance en compression à 28 jours en Mpa

f_c : Résistance moyenne en compression visée à 28 jours en Mpa

σ_c : Classe vraie du ciment à 28 jours en Mpa

C: Dosage en ciment en kg/m^3 de béton

E: Dosage en eau totale sur matériaux secs, en litre pour 1m^3 de béton

G : coefficient granulaire (Tableau 10-8)

Pour des granulats dont le diamètre maximal est **D**, on prend **G** le coefficient granulaire du Tableau II.12.

D'où :

$$\frac{C}{E} = \frac{f_c}{G \cdot \sigma_c} + 0,5$$

Tableau II.16: Valeurs approximatives du coefficient Granulaire G*

Qualité des granulats	Dimension D des granulats		
	Fins (D 16 mm)	Moyens (20 D 40 mm)	Gros (D 50 mm)
Excellente	0,55	0,60	0,65
Bonne, courante	0,45	0,50	0,55
Passable	0,35	0,40	0,45

(*) : ces valeurs supposent que le serrage du béton sera effectué dans de bonnes conditions (par vibration en principe)

II.4.2.2. Détermination du dosage en ciment en utilisant l’abaque de la **Figure II.1** qui donne le dosage en ciment **C** pour un affaissement au cône **Af** (qui est considéré comme une donnée) et un rapport **C/E**

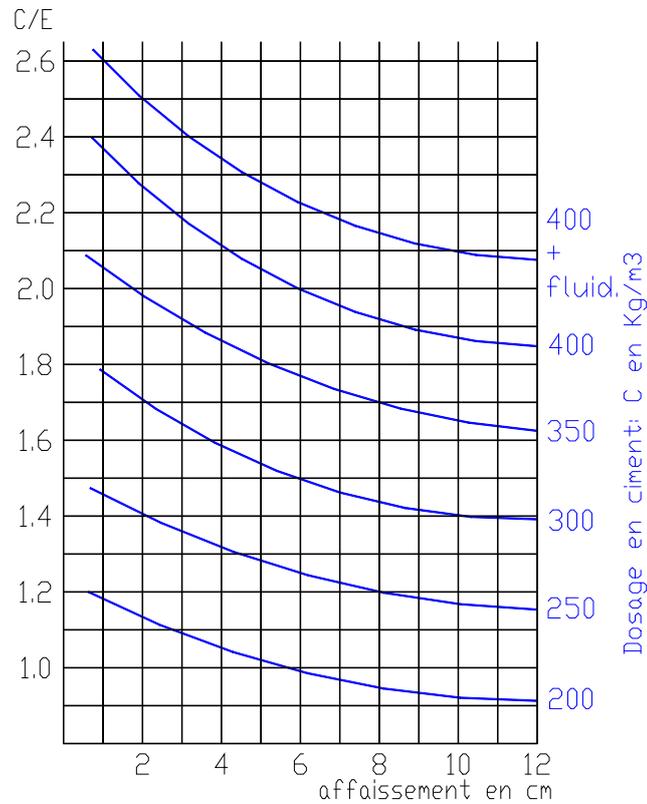


Figure II.1: Abaque permettant d’évaluer approximativement le dosage en ciment à prévoir en fonction du rapport C/E et de l’ouvrabilité désirée (affaissement au cône)

II.4.2.3. Détermination du dosage en eau pour Dmax

$$E_{D_{max}} = E_{20} + \frac{E_{20}}{100} \cdot K_d$$

$$E_{20} = \frac{C}{C/E}, l / m^3$$

Où : Kd est le coefficient de correction du dosage en eau (en %), fonction de Dmax.

Tableau II.17: Correction en pourcentage sur le dosage en eau en fonction de la dimension maximale D des granulats (si D > 20 mm)

Dimension maximale des granulats D en mm	5	8 à 10	12,5 à 16	20 à 25	30 à 40	50 à 63,5	80 à 100
Correction sur le dosage en eau Kd (en %)	+ 15	+ 9	+ 4	0	- 4	- 8	- 12

II.4.2.4. Construction des courbes granulaires du sable et des fractions pierreuses et la courbe de référence suivant le point de brisure A de coordonnées X_A et Y_A .

Sur un graphique d'analyse granulométrique type AFNOR (linéaire en module et logarithmique en dimension des granulats), on trace une composition granulaire de référence O A B : le point B (à l'ordonnée 100 %) correspond à la dimension D du plus gros granulat et le point de brisure A a des coordonnées ainsi définies :

- en abscisse (à partir de la dimension D tamis)

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

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

- en ordonnée :

$$Y_A = 50 - \sqrt{D} + K$$

K est un terme correcteur qui dépend du dosage en ciment, de l'efficacité du sérage, de la forme des granulats roulés ou concassés (c'est surtout le sable dont l'influence est ici prépondérante) et également du module de finesse du sable.

Tableau II.18: 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.

Vibration		Faible		Normale		Puissante	
Forme des granulats (du sable en particulier)		Roulé	Concassé	Roulé	Concassé	Roulé	Concassé
Dosage en ciment	400 + superplastifiant	- 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

Nota 1 : Correction supplémentaire K_s : si le module de finesse du sable est fort (sable grossier) une correction supplémentaire sera apportée de façon à relever le point A, ce qui correspond à majorer le dosage en sable et vice versa. La correction supplémentaire (sur K) peut être effectuée en ajoutant la valeur $K_s = 6M_f - 15$ (M_f étant le module de finesse du sable qui peut varier de 2 à 3 avec une valeur optimale de l'ordre de 2,5 pour laquelle la correction préconisée est alors nulle).

Nota 2 : Correction supplémentaire K_p : si la qualité du béton est précisée « pompable » il conviendra de conférer au béton le maximum de plasticité et de l'enrichir en sable par rapport à un béton de qualité « courante ». On pourra pour cela majorer le terme correcteur K de la valeur $K_p = + 5$ à $+ 10$ environ, selon le degré de plasticité désiré.

II.4.2.5. Détermination du volume absolu des granulats dans le mélange de béton :

Les pourcentages relevés graphiquement pour chacun des granulats composant le béton s'appliquent aux volumes absolus de ces granulats.

Soient V_G , V_S et V_C les volumes absolus en litres des granulats (gravier et sable) et du ciment contenus dans un mètre cube de béton frais en œuvre ; l'ensemble de ces grains de matières solides ne remplit pas intégralement les 1000 litres car il s'y trouve également de l'eau interstitielle et des bulles d'air.

Le coefficient de compacité est le rapport des volumes absolus des matières solides

$V_M = V_G + V_S + V_C$ au volume total du béton frais en œuvre soit un mètre cube :

$$\gamma = \frac{V_M \text{ (litres)}}{1000}$$

La connaissance de ce coefficient est nécessaire pour calculer les volumes absolus réels des divers granulats dont on connaît maintenant les pourcentages pour chacun d'eux.

Une valeur approximative de est choisie dans le **Tableau II.19**.

Tableau II.19: Valeurs du coefficient de compacité

Consistance	Serrage	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	0,730	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

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 concassé = - 0,03

Donc le volume absolu des granulats est égal à :

$$V = 1000 \cdot \gamma - V_c = 1000 \cdot \gamma - \frac{C}{\rho_{abs} \cdot C}$$

: coefficient de compacité

C : masse du ciment en kg

$abs.C$: masse volumique absolue du ciment kg/l

II.4.2.6. Détermination des volumes absolus de chaque granulat

$$V_S = V \cdot S'$$

$$V_{G1} = V \cdot G1'$$

$$V_{G2} = V \cdot G2'$$

V_S, V_{G1}, V_{G2} : volumes absolus respectifs du sable et des graviers G1 et G2 (en litre)

V : volume absolu des granulats (en litre)

$S', G1', G2'$: pourcentages respectifs du sable et des graviers G1 et G2

II.4.2.7. Détermination du dosage pondéral en granulats

$$S = V_S \cdot abs.S$$

$$G1 = V_{G1} \cdot abs.G1$$

$$G2 = V_{G2} \cdot abs.G2$$

S, G1, G2 : dosages pondérales respectifs du sable et des graviers G1 et G2 (en kg)

II.5. Méthodes d'essai sur béton

II.5.1. Béton frais

II.5.1.1. Essai d'affaissement au cône d'Abrams (Dupain, Lanchon & Saint Arroman, 1995)



Photo II.2: Essai d'affaissement au cône d'Abrams

Cet essai sert à déterminer la consistance des bétons c.-à.-d. caractériser par une valeur numérique la plus ou moins grande difficulté rencontrée dans la mise en œuvre (malaxage, transport et mise en place) des bétons.

L'appareil de mesure de l'affaissement est composé d'un moule en acier de forme tronconique et sans fond, une tige de piquage, d'un portique de mesure, et d'une surface d'appui.

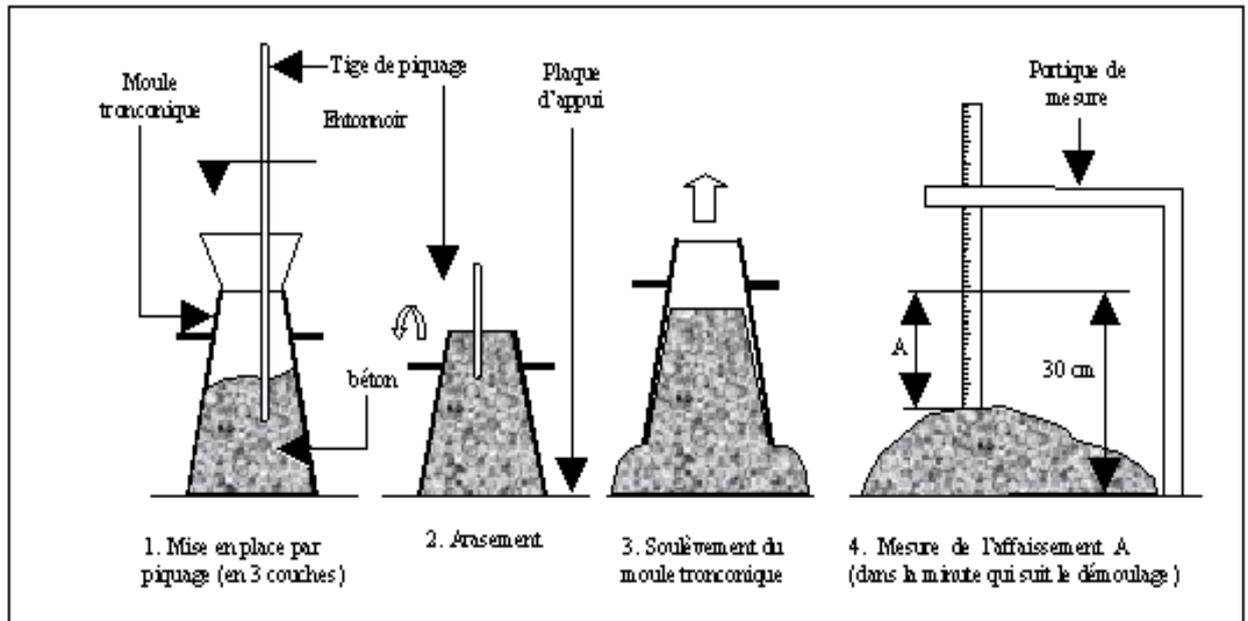


Figure II.2: Mesure de l'affaissement au cône d'Abrams
(http://www.la.refer.org/materiaux/chapitre_six_exp.html)

Selon la norme NFP 18-451, après avoir huilé le moule, il est fixé sur la surface d'appui légèrement humidifiée. Le béton est ensuite introduit dans le premier tiers du moule, et vibré en appliquant 25 coups de tige. L'opération est recommencée pour le deuxième tiers du moule, le béton est de nouveau vibré 25 fois avec la tige en pénétrant la couche précédente. Le dernier tiers du moule est rempli généreusement et piqué 25 fois puis araser en faisant rouler la tige sur le dessus du moule. Le cône de béton est délicatement démoulé, celui-ci s'affaisse sous son propre poids selon sa consistance. Celle-ci est caractérisée par cet affaissement, noté A , et dont la lecture est procédé dans la minute en mesurant la distance entre le point haut du béton et le portique de mesure.

Suivant la valeur de son affaissement A_f un béton peut être ferme, plastique, très plastique ou fluide.

Tableau II.20 : Consistance du béton suivant l'essai d'affaissement au cône d'Abrams (Dupain et al., 1995)

Affaissement au cône A_f	Consistance	Désignation (Norme NF P 18-305)	Classe (Norme ENV 206)
De 1 à 4 cm	Ferme	F	S1
De 5 à 9cm	Plastique	P	S2
De 10 à 15 cm	Très Plastique	TP	S3
Supérieur à 16 cm	Fluide	F	S4

II.5.1.2. Essai de mesure de la perte d'affaissement

Il s'agit de mesurer l'affaissement au cône d'Abrams d'un béton, à des intervalles de temps égaux (10 minutes par exemple) depuis son gâchage jusqu'à ce que il n'y'a plus d'affaissement.

II.5.2. Béton durci

II.5.2.1. Résistance à la compression R_c



Photo II.3: Essai de compression sur cube de (10x10x10) cm

Selon la norme NF P 18-406 l'*essai de compression* consiste à soumettre une éprouvette de béton de forme cylindrique (16 x 32) à une charge axiale croissante de compression jusqu'à la rupture, entre les plateaux d'une presse ; et cela pour déterminer la résistance à la

compression R_c (en MPa), qui est le rapport entre la charge de rupture F (en N) et la section transversale S (en mm²) de l'éprouvette (Dupain et al., 1995).

$$R_c = F / S$$

Dans notre travail la résistance à la compression est mesurée sur éprouvettes de forme cubique de 10x10x10 cm.

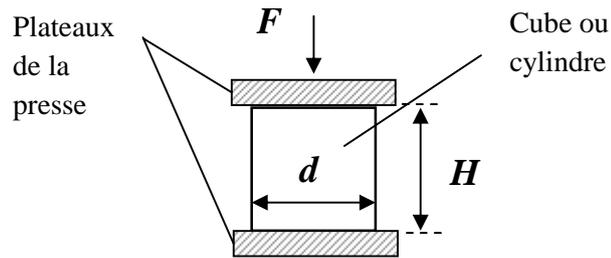


Figure II.3: Résistance à la compression sur cube

II.5.2.2. Résistance à la flexion R_f (Komar, 1978)



Photo II.4: Essai de flexion sur prisme (10x10x40) cm

Mesurée sur éprouvettes prismatiques 10x10x40 cm. La résistance à la traction par flexion R_f (en MPa) est calculée par la formule :

$$R_f = \frac{F L}{b H^2}$$

avec F charge de rupture (en N), L distance entre appuis (300 mm), b largeur de la section transversale (100 mm), H hauteur de la section transversale (100 mm).

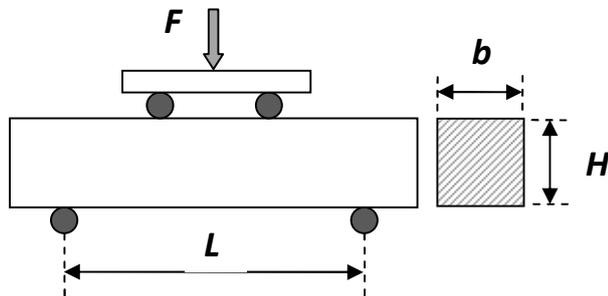


Figure II.4: Epreuve prismatique soumise à la flexion

II.5.2.3. Résistance à la traction par fendage R_{tf} (Dupain et al., 1995)



Photo II.5: Essai de traction par fendage sur cylindre (16x32) cm

Mesurée sur éprouvette cylindrique (16x32 cm). Selon la norme NF P 18-408:1981 l'éprouvette cylindrique est écrasée suivant deux génératrices opposées entre les plateaux d'une presse.

La résistance à la traction par fendage est calculée par la formule :

$$R_{tf} = \frac{2P}{\pi d H} = 0.637 \frac{P}{d H}$$

avec P charge de rupture, d diamètre du cylindre, H hauteur du cylindre.

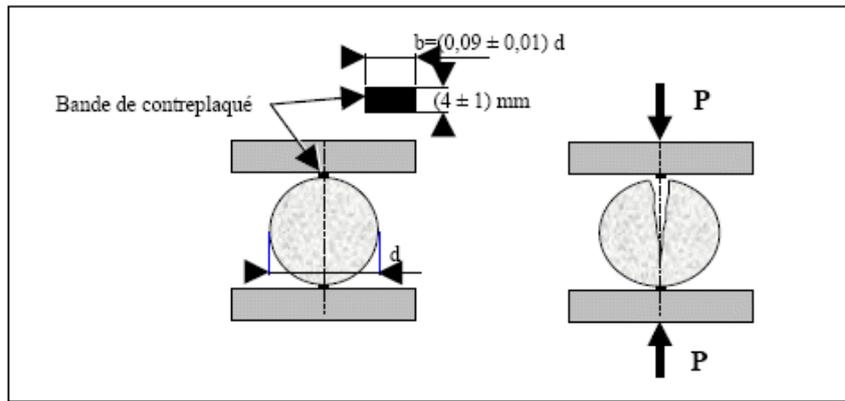


Figure II.5: Dispositif pour l'essai de rupture par fendage
(http://www.la.refer.org/materiaux/chapitre_six_exp.html)

II.5.2.4. Absorption

L'absorption se mesure habituellement en faisant sécher une éprouvette de béton à masse constante, puis en l'immergeant dans l'eau et en mesurant l'augmentation de masse exprimée en pourcentage de la masse sèche. La plupart des bons bétons ont une absorption bien inférieure à 10% en masse. (Neville, 2000)

Condition de séchage : 100°C, condition d'immersion : dans l'eau pendant 24h.

Pour notre étude, l'absorption est mesurée sur éprouvettes cubiques de 10x10x10 cm à 28 jours d'âge.

$$A = \frac{M_2 - M_1}{M_1} \cdot 100$$

Avec

A : coefficient d'absorption

M_1 : poids sec du matériau

M_2 : poids humide du matériau



Photo II.6: Essai d'absorption sur cubes de 10x10x10 cm

II.5.2.5. Coefficient de ramollissement (Komar, 1978)

C'est le rapport de la résistance à la compression d'un matériau saturé d'eau R_{sat} à la résistance à la compression du matériau sec R_{sec} .

$$K_{ram} = \frac{R_{sat}}{R_{sec}}$$

Ce coefficient caractérise la résistance à l'eau du matériau béton. Ce dernier est considéré résistant à l'eau si $K_{ram} \geq 0.8$ surtout dans les régions où l'humidité est un facteur constant ($K_{ram} = 0$ pour l'argile, $K_{ram} = 1$ pour les métaux et les verres).

Les résistances R_{sat} et R_{sec} sont mesurées sur éprouvettes cubiques 10x10x10 cm à 28 jours d'âge.

II.5.2.6. La déformabilité (Guettala, 2007)

Sous l'effet d'un chargement en compression l'éprouvette 10x10x40 cm de béton se déforme et se rompt quand elle atteint la charge de rupture P_c (Photo II.7).



Photo II.7: Essai de déformabilité : compression sur prisme de 10x10x40 cm

L'essai de déformabilité qui est réalisé sur éprouvettes prismatiques (10x10x40 cm) à 28 jours d'âge, s'agit d'appliquer des contraintes croissantes sur l'éprouvette de béton et de mesurer les déformations correspondantes jusqu'à la valeur de la charge de rupture P_c préalablement mesurée. Les déformations longitudinales et transversales de l'éprouvette

écrasée sont mesurées à l'aide de l'appareillage non normalisé présenté sur la **Photo II.8**. Ce dernier est constitué de trois cadres à pointeaux (quatre pointeaux pour chaque cadre), qui sont installés sur l'éprouvette de béton sur une surface de 200 mm² dans le sens longitudinal, à distances égales (10 cm). Sur les cadres sont fixés six indicateurs à cadran ayant la valeur d'une division de 0.01 mm, deux pour mesurer les déformations longitudinales et quatre pour mesurer les déformations transversales.



Photo II.8: Essai de déformabilité : mesure des déformations pendant la compression du prisme de 10x10x40 cm

Une fois, l'appareillage fixé sur l'éprouvette en béton, cette dernière est centrée entre les plateaux de la presse pour subir une compression et permettre la mesure des déformations longitudinales et transversales.

Les résultats de l'essai de déformabilité permettent de construire des graphiques présentant :

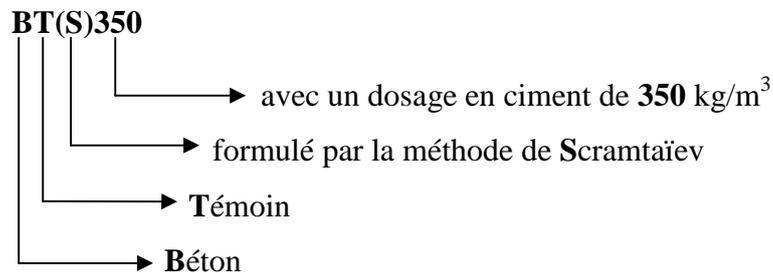
- l'évolution des déformations élasto-instantanées longitudinales (ϵ_{1el}) et élasto-instantanées totales longitudinales (ϵ_{1Tel}) avec l'augmentation de la contrainte relative (η).
- l'évolution des déformations élasto-instantanées transversales (ϵ_{2el}) et élasto-instantanées totales transversales (ϵ_{2Tel}), avec l'augmentation de la contrainte relative (η).
- la variation du module de déformabilité avec l'augmentation de la contrainte relative (η), et le module d'élasticité (E) des bétons.

Le module d'élasticité se détermine au niveau de la charge égale à 30% de la charge de rupture P_c .

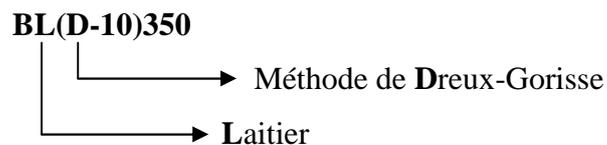
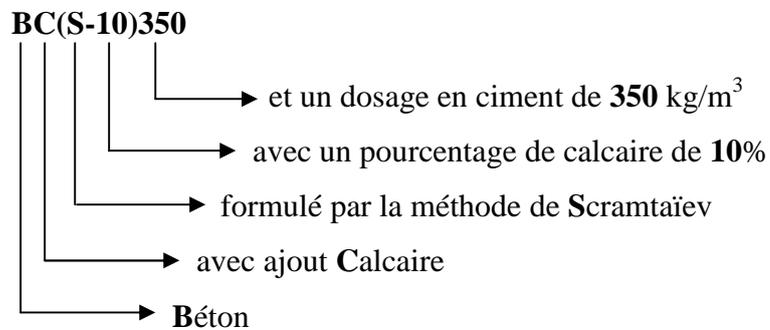
II.6. Désignation des bétons

Les différents mélanges de béton avec ou sans ajouts minéraux et adjuvant fluidifiant sont désignés de la façon suivante :

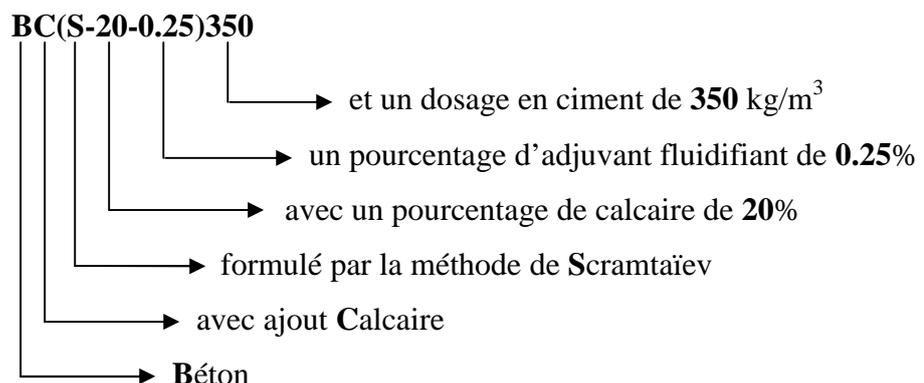
- a) Bétons sans ajouts minéraux, ni adjuvant fluidifiant



- b) Bétons avec ajouts minéraux



- c) Bétons avec ajouts minéraux et adjuvant fluidifiant



Chapitre III

Résultats et Discussion

III.1. Introduction

Dans ce chapitre sont présentés les résultats des essais conduits sur bétons frais et durci, énoncés dans le chapitre précédent, en suivant le programme des essais.

Le résumé des compositions des différentes formulations de bétons témoins (05 formulations) avec différents dosages de ciment y est aussi présenté, avec un calcul détaillé de la formulation théorique des bétons témoins avec un dosage en ciment $C = 350 \text{ kg/m}^3$, et cela par les deux méthodes de formulation Scramtaïev et Dreux-Gorisse.

L'objectif de l'étude expérimentale est de caractériser l'évolution des propriétés rhéologiques et mécaniques du matériau étudié, incorporant certains pourcentages d'ajouts minéraux, puis certains pourcentages de superplastifiant. Dans ce but, nous étudions dans un premier temps l'effet des ajouts minéraux sur l'évolution de la consistance et sur la résistance à la compression, et dans un second temps, l'effet du superplastifiant incorporé dans les formulations de béton avec ajouts minéraux sur la consistance et la résistance et la compression. Et enfin, l'évolution de quelques propriétés de bétons avec ajouts minéraux et superplastifiant, comme la perte d'affaissement, la résistance à la flexion, la résistance à la traction par fendage, l'absorption d'eau, la résistance à l'eau, et la déformabilité.

III.2. Formulation des bétons témoins

La formulation des bétons témoins, sans ajouts minéraux et sans superplastifiant pour différents dosages de ciments, a été faite par deux méthodes de formulation : la méthode de Scramtaïev et la méthode de Dreux-Gorisse.

III.2.1. Données de départ

- 1) Affaissement du béton frais : $A_f = 50 \pm 2 \text{ mm}$
- 2) Ciment CPA CEM I 42,5 (CRS): $R_c = 42,5 \text{ MPa}$; $_{\text{abs.C}} = 3,15 \text{ kg/l}$
- 3) Dosage de ciment :
 - a) Trois dosages ($350, 400, 500 \text{ kg/m}^3$), pour la méthode de Scramtaïev;
 - b) Deux dosages ($350, 400 \text{ kg/m}^3$), pour la méthode de Dreux-Gorisse.

- 4) Gravier de Ain Touta (fractions : 7/15 et 15/25) : $abs.G(7/15) = abs.G(15/25) = 2,67 \text{ kg/l}$;
 $app.G(7/15) = 1,31 \text{ kg/l}$; $app.G(15/25) = 1,28 \text{ kg/l}$
- 5) Dimension maximale du gravier $D_{max} = 25 \text{ cm}$
- 6) Sable de Lioua : $Mf = 2,35$; $abs.S = 2,54 \text{ kg/l}$; $app.S = 1,77 \text{ kg/l}$
- 7) Compactage du béton : vibration normale

III.2.2. Méthode de Scramtaïev

- Pour : Un dosage en ciment de 350 kg/m^3 ,
 Un affaissement du béton frais : $Af = 50 \pm 2 \text{ mm}$ (béton plastique)
 $D_{max} = 25 \text{ cm}$

Le dosage du ciment étant une donnée, l'étape (3) est ignorée ; le reste des étapes de la formulation de Scramtaïev sont conduites mais pas dans le même ordre : (2), (1), (4) puis (5).

III.2.2.1. Détermination de la dépense en eau (2), en fonction de la consistance (Af) du béton et du diamètre maximal des granulats D_{max} , approximativement d'après le tableau suivant:

Caractéristique du mélange de béton		Quantité d'eau nécessaire au béton (l/m^3) par rapport à la grosseur du gravier, en mm		
Affaissement du cône (Af), en cm	Maniabilité, en s	10	20	40
0	150 à 200	145	130	120
0	90 à 120	150	135	125
0	60 à 80	160	145	130
0	30 à 50	165	150	135
0	15 à 30	175	160	145
1	15 à 30	185	170	155
2	15 à 30	190	175	160
3	15 à 30	195	180	165
5	15 à 30	200	185	170
7	15 à 30	205	190	175
8	15 à 30	210	195	180
10	15 à 30	215	200	185

Remarque. Les données du tableau sont justes pour les bétons au ciment portland, au sable moyen et au gravier utilisé comme gros agrégat. Dans des conditions différentes la quantité d'eau indiquée au tableau, augmente :

- en cas d'utilisation d'un portland pouzzolanique, de $15 \text{ à } 20 \text{ l/m}^3$;
- si le gravier est remplacé par les pierres concassées, de 10 l/m^3 ;
- pour le sable fin, de 10 l/m^3 .

Donc pour $Af = 5 \text{ cm}$ et $D_{max} = 25 \text{ cm}$ $E = 185 \text{ l/m}^3$

Les gros granulats sont de la pierre concassée donc on ajoute 10 litres de plus par mètre cube de béton.

Donc : $E = 195 \text{ l/m}^3$

III.2.2.2. Détermination du rapport C/E (1),

$$\frac{C}{E} = \frac{350}{195} = 1,79 \Rightarrow \frac{E}{C} = 0,56$$

(Tableau II.13: Valeurs des coefficients A et A1 en fonction du liant et agrégat)

Les valeurs des coefficients A et A1 en fonction du liant et agrégat	A	A1
Bon	0.65	0.43
Moyen	0.60	0.40
Mauvais	0.55	0.37

$$\frac{C}{E} = 1,79 < 2,5 \Rightarrow Rb = A.Rc\left(\frac{C}{E} - 0,5\right) = 0,6.42,5\left(\frac{350}{195} - 0,5\right) \approx 33MPa$$

III.2.2.3. Détermination de la dépense en gros granulats (4)

$$C = 350 \text{ kg/m}^3 \quad \text{et} \quad \frac{E}{C} = 0,56$$

: coefficient d'écartement des grains des pierres concassées (ou de l'excès de mortier) ;

(Tableau II.15: Valeurs de α , coefficient d'écartement des grains des pierres concassées)

Dépense en ciment, kg/m ³	Valeur de α en fonction de E/C et C					
	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8
250	-	-	-	1.26	1.32	1.38
300	-	-	1.30	1.38	1.42	-
350	-	1.32	1.38	1.44	-	-
400	1.31	1.40	1.46	-	-	-
500	1.44	1.52	1.56	-	-	-
600	1.52	1.56	-	-	-	-

$$P_G = 1 - \frac{\rho_{app.G}}{\rho_{abs.G}} = 1 - \frac{1,30}{2,67} = 0,51$$

P_G : la porosité des pierres concassées ou du gravier à l'état meuble (est substitué dans la formule sous forme d'une valeur relative) ;

$\rho_{app.G}$: masse volumique apparente de la pierre concassée ou du gravier, en kg/l ;

$\rho_{abs.G}$: masse volumique absolue de la pierre concassée ou du gravier, en kg/l ;

$$G = \frac{1000}{\frac{P_G}{\rho_{app.G}} + \frac{1}{\rho_{abs.G}}}, \text{ kg/m}^3 = \frac{1000}{\frac{0,51}{1,30} + \frac{1}{2,67}} = 1064 \text{ kg/m}^3$$

G : dépense en gros granulats ;

Nous avons deux fractions granulométriques de gravier (7/15) et (15/25). Le mélange de ces fractions doit assurer la composition granulométrique admissible aux bétons. Nous avons choisi des proportions de 35 et 65 % respectivement.

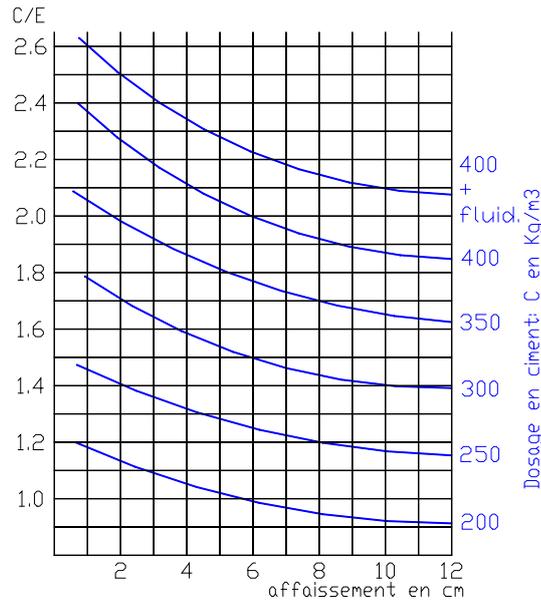
III.2.2.4. Détermination de la dépense en sable (5)

$$S = \left[1000 - \left(\frac{C}{\rho_{abs.C}} + E + \frac{G}{\rho_{abs.G}} \right) \right] \cdot \rho_{abs.S}, \text{ kg / m}^3 = \left[1000 - \left(\frac{350}{3,15} + 195 + \frac{1064}{2,67} \right) \right] \cdot 2,54 = 750 \text{ kg / m}^3$$

III.2.3. Méthode de Dreux-Gorisse

Le dosage en ciment et l'affaissement du béton étant des données, on utilise l'abaque de l'étape (2) (**Figure II.1**) de la méthode de Dreux-Gorisse pour connaître la valeur de C/E.

Donc, pour $C = 350 \text{ kg/m}^3$ et $A_f = 5 \text{ cm}$ $C/E = 1,82$



(**Figure II.1** : Abaque permettant d'évaluer approximativement le dosage en ciment à prévoir en fonction du rapport C/E et de l'ouvrabilité désirée (affaissement au cône))

Le reste des étapes à suivre sont : (3), (4), (5), (6) puis (7).

III.2.3.1. Détermination du dosage en eau (3)

$$E_{20} = \frac{C}{C/E} = \frac{350}{1,82} = 192 \text{ l / m}^3$$

$$E_{D_{\max}} = E_{20} + \frac{E_{20}}{100} \cdot K_d$$

pour $D_{\max} = 25 \text{ mm}$ $K_d = 0$

donc $E_{D_{\max}} = E_{20} = 192 \text{ l / m}^3$

Où : K_d est le coefficient de correction du dosage en eau (en %), fonction de D_{\max} .

III.2.3.2. Construction des courbes granulaires du sable et des fractions pierreuses et la courbe de référence (4)

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

$$D = 25 \text{ mm} \quad X_A = 38 + \frac{M_{D_{\max}} - 38}{2} = 38 + \frac{45 - 38}{2} = 41,5$$

$$Y_A = 50 - \sqrt{D} + K$$

- $M_{D_{\max}}$ = Module du tamis de dimension D_{\max} .
- 38 et 45 sont respectivement les modules des tamis de dimension 5 mm et 25 mm.
- K est un terme correcteur qui dépend du dosage en ciment, de l'efficacité du serrage, de la forme des granulats roulés ou concassés (c'est surtout le sable dont l'influence est ici prépondérante) et également du module de finesse du sable.

Pour une vibration normale, un dosage en ciment de 350 kg/m^3 et des granulats roulés (sable) :

$$K = 0$$

Et $K_s = 6 M_f - 15 = 6 \cdot 2,35 - 15 = - 0,9$

$$Y_A = 50 - \sqrt{D} + K = 50 - \sqrt{25} - 0,9 = 44 \%$$

D'où $X_A = 41,5$; $Y_A = 44 \%$

$$X_B = M_{D_{\max}} = 45 ; Y_B = 100 \%$$

(Tableau II.18: 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)

Vibration		Faible		Normale		Puissante	
		Roulé	Concassé	Roulé	Concassé	Roulé	Concassé
Dosage en ciment	400 + superplastifiant	- 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

Nota 1 : Correction supplémentaire K_s : si le module de finesse du sable est fort (sable grossier) une correction supplémentaire sera apportée de façon à relever le point A, ce qui correspond à majorer le dosage en sable et vice versa. La correction supplémentaire (sur K) peut être effectuée en ajoutant la valeur $K_s = 6M_f - 15$ (M_f étant le module de finesse du sable qui peut varier de 2 à 3 avec une valeur optimale de l'ordre de 2,5 pour laquelle la correction préconisée est alors nulle).

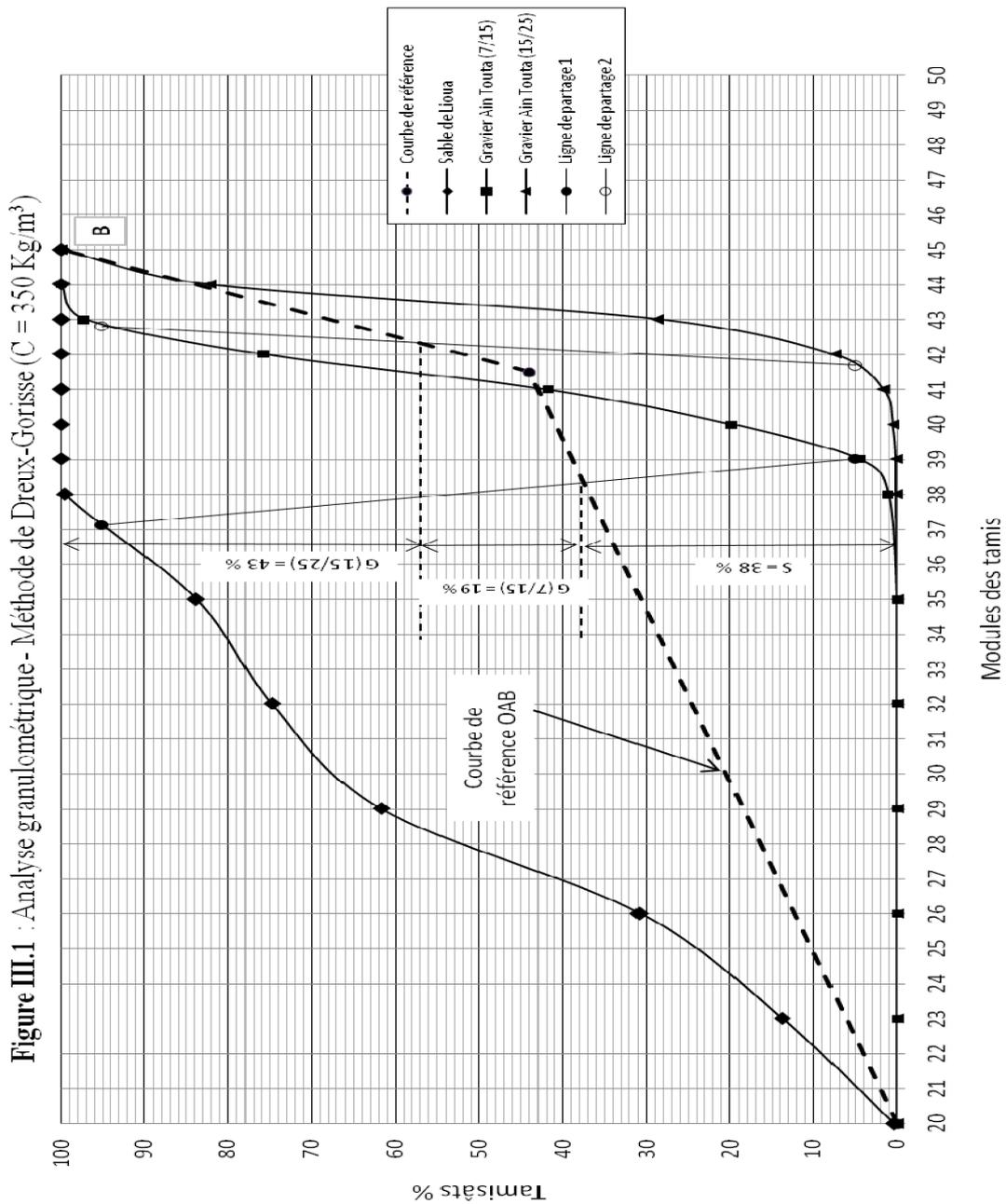
Nota 2 : Correction supplémentaire K_p : si la qualité du béton est précisée « pompable » il conviendra de conférer au béton le maximum de plasticité et de l'enrichir en sable par rapport à un béton de qualité « courante ». On pourra pour cela majorer le terme correcteur K de la valeur $K_p = + 5$ à $+ 10$ environ, selon le degré de plasticité désiré.

Les points de rencontre des lignes de partage avec la courbe de référence donnent les pourcentages respectifs de sable et de graviers (**Figure III.1**), on obtient alors :

$S' = 38 \%$;

$G (7/15)' = 19 \%$;

$G (15/25)' = 43 \%$



III.2.3.3. Détermination du volume absolu des granulats (5) dans le mélange de béton :

(Tableau II.19: Valeurs du coefficient de compacité)

Consistance	Serrage	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	0,730	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

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 concassé = - 0,03

D = 25 cm, donc par interpolation on a : $\gamma = 0,827$

Pour sable roulé et gravier concassé : $\gamma = 0,827 - 0,01 = 0,817$

$$V = 1000 \cdot \gamma - V_c = 1000 \cdot \gamma - \frac{C}{\rho_{abs.C}} = 1000 \cdot 0,817 - \frac{350}{3,15} \approx 706 \text{ litres}$$

γ : coefficient de compacité

C : masse du ciment en kg

$\rho_{abs.C}$: masse volumique absolue du ciment kg/l

III.2.3.4. Détermination des volumes absolus de chaque granulat (6)

$$V_s = V \cdot S' = 706 \cdot 0,38 = 268 \text{ l}$$

$$V_{G(7/15)} = V \cdot G(7/15)' = 706 \cdot 0,19 = 134 \text{ l}$$

$$V_{G(15/25)} = V \cdot G(15/25)' = 706 \cdot 0,43 = 304 \text{ l}$$

III.2.3.5. Détermination du dosage pondéral en granulats (7)

$$S = V_s \cdot \rho_{abs.S} = 268 \cdot 2,54 = 680,72 \text{ kg} \quad 681 \text{ kg}$$

$$G(7/15) = V_{G(7/15)} \cdot \rho_{abs.G(7/15)} = 134 \cdot 2,67 = 357,78 \text{ kg} \quad 358 \text{ kg}$$

$$G(15/25) = V_{G(15/25)} \cdot \rho_{abs.G(15/25)} = 304 \cdot 2,67 = 811,68 \text{ kg} \quad 812 \text{ kg}$$

Tableau III.1: Récapitulatif de la composition des bétons témoins, formulés par les méthodes de Scramtaïev et Dreux-Gorisse (après gâchée d'essai)

Méthode de formulation	Désignation du béton	C	S	G(7/15)	G(15/25)	E	E/C
Méthode de Scramtaïev	BT(S)350	350	766	372	692	189	0,54
	BT(S)400	400	715	370	686	196	0,49
	BT(S)500	500	667	360	670	193	0,39
Méthode de Dreux-Gorisse	BT(D)350	350	696	375	869	192	0,55
	BT(D)400	400	657	325	899	195	0,49

III.3. Résultats des essais

III.3.1. Première étape

III.3.1.1. Effet de la nature et de la variation du pourcentage d'ajout sur la consistance

L'incorporation des ajouts minéraux dans les mélanges de béton, avec des pourcentages de 10, 15 et 20% de la masse du ciment engendre une variation dans la consistance des bétons frais caractérisée par l'affaissement au cône d'Abrams.

Les variations de l'affaissement des bétons à base de ciment CPA-CEM I 42.5 (CRS), avec trois dosages de ciment ($C=350,400$ et 500 kg/m^3) pour la méthode de Scramtaïev et deux dosages de ciment ($C=350$ et 400 kg/m^3) pour la méthode de Dreux-Gorisse, et 10, 15 et 20% d'ajouts calcaire, pouzzolane et laitier sont représentées sur les **Figures III.2, III.3** et **III.4** respectivement.

- on constate sur la **Figure III.2(A)** que l'affaissement des bétons frais avec ajout laitier (L) croit pour un dosage optimal de laitier de 10% (5.7 cm), puis diminue avec l'augmentation du pourcentage de laitier, mais l'affaissement avec un dosage de 15% (5.2 cm) de laitier reste comme même équivalent à l'affaissement du béton de référence (5 cm). Pour les bétons avec ajout calcaire (Ca) l'affaissement reste équivalent à celui du béton de référence pour des pourcentages de calcaire de 10% (5.1 cm) et 20% (5 cm), avec une diminution de l'affaissement (3.9 cm) pour le dosage 15% de calcaire. Pour les bétons avec ajout de pouzzolane (Pz), l'affaissement reste équivalent à celui du béton de référence avec un pourcentage de pouzzolane de 10% (5 cm), mais diminue pour les pourcentages supérieurs (3.9 cm pour 15% de pouzzolane et 2.3 cm pour 20% de pouzzolane).

L'affaissement des bétons avec ajouts minéraux formulés par la méthode de Scramtaïev, avec un dosage en ciment $C = 350 \text{ kg/m}^3$, est optimal pour un dosage de 10% des trois ajouts : calcaire (5.1 cm), pouzzolane (5 cm) et laitier (5.7 cm).

- on observe sur la **Figure III.2(B)** que l'affaissement des bétons avec ajout calcaire formulés avec la méthode de Dreux-Gorisse pour un dosage de ciment de 350 kg/m^3 , marque une amélioration pour les dosages en calcaire de 10% (5.5 cm) et 15% (5.5 cm), et diminue pour un dosage de 20% (3 cm). Quant aux bétons avec ajout de laitier, ils marquent un affaissement équivalent à celui du béton de référence (5 cm) avec un dosage en laitier de 15% (5.3 cm). L'affaissement des bétons avec ajout de pouzzolane diminue pour tous les pourcentages de pouzzolane : 10% (3.4 cm), 15% (2.9 cm) et 20% (3.5 cm).

L'affaissement des bétons avec ajouts minéraux formulés avec la méthode de Dreux-Gorisse pour un dosage de ciment de 350 kg/m^3 , est meilleur pour un dosage en calcaire de 10% (5.5 cm) et 15% (5.5 cm), et pour un dosage de 15% (5.3 cm) de laitier.

- sur la **Figure III.3(A)**, on observe une amélioration de l'affaissement des bétons avec ajout de laitier, pour tous les dosages de laitier 10% (8.5 cm), 15% (7.8 cm) et 20% (7.8 cm), avec un optimum à 10% (8.5 cm) et cela pour les bétons avec une teneur en ciment de 400 kg/m^3 et formulés par la méthode de Scramtaïev. Pour les bétons avec ajout calcaire, l'affaissement croit pour un dosage de 10% (6.4 cm) de calcaire, et diminue pour les pourcentages supérieurs : 15% (4.5 cm), 20% (4.8 cm). Les bétons avec ajout de pouzzolane présentent un affaissement équivalent à celui du béton de référence pour un dosage de 15% (4.9 cm) de pouzzolane.

L'affaissement des bétons avec ajouts minéraux formulés avec la méthode de Scramtaïev pour un dosage de ciment de 400 kg/m^3 , est meilleur pour un dosage de 10% (8.5 cm) de laitier et pour un dosage 10% (6.4 cm) de calcaire. Le béton avec 15% d'ajout pouzzolane présente un affaissement (4.9 cm) équivalent à celui du béton de référence.

- Sur la **Figure III.3(B)**, on remarque que l'affaissement des bétons formulés avec la méthode de Dreux-Gorisse avec un dosage en ciment de 400 kg/m^3 diminue directement avec l'incorporation des ajouts, et cela pour tous les pourcentages des différents ajouts.
- sur la **Figure III.4**, pour les bétons avec ajouts formulés par la méthode de Scramtaïev avec un dosage en ciment de 500 kg/m^3 , on constate aussi la diminution directe de l'affaissement de tous les bétons avec ajouts laitier, pouzzolane et calcaire, pour tous les pourcentages d'ajout.

Cette diminution directe de l'affaissement peut être attribuée à la forte proportion d'éléments fins (ciment + ajout) dans les mélanges de béton, qui provoque un manque en eau pour la lubrification.

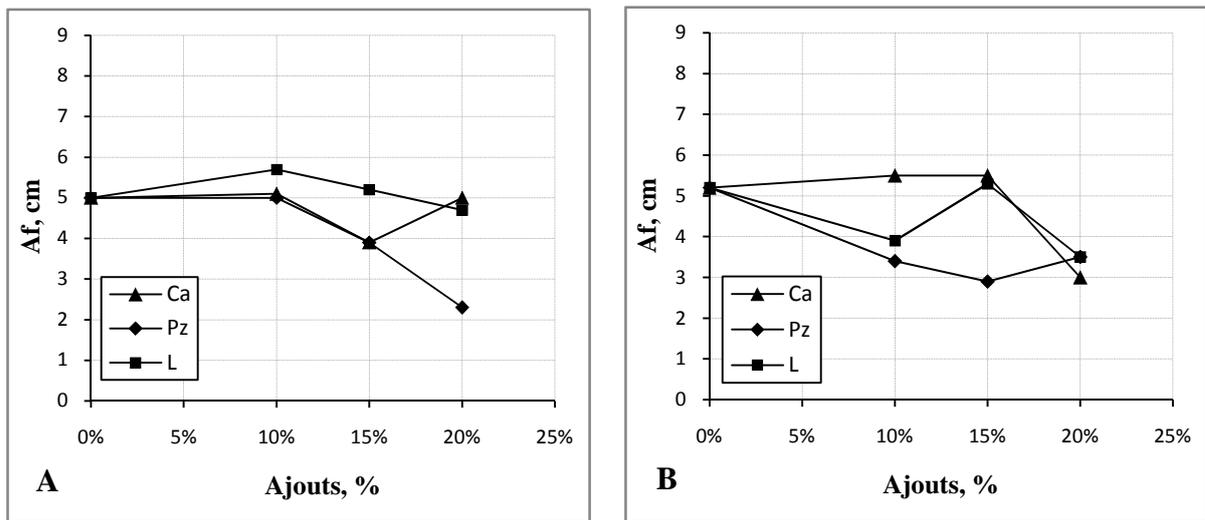


Figure III.2 : Variation de l’affaissement au cône d’Abrams en fonction du pourcentage d’ajout, pour des bétons formulés avec $C = 350 \text{ kg/m}^3$, par : (A) méthode de Scramtaïev et (B) méthode de Dreux-Gorisse

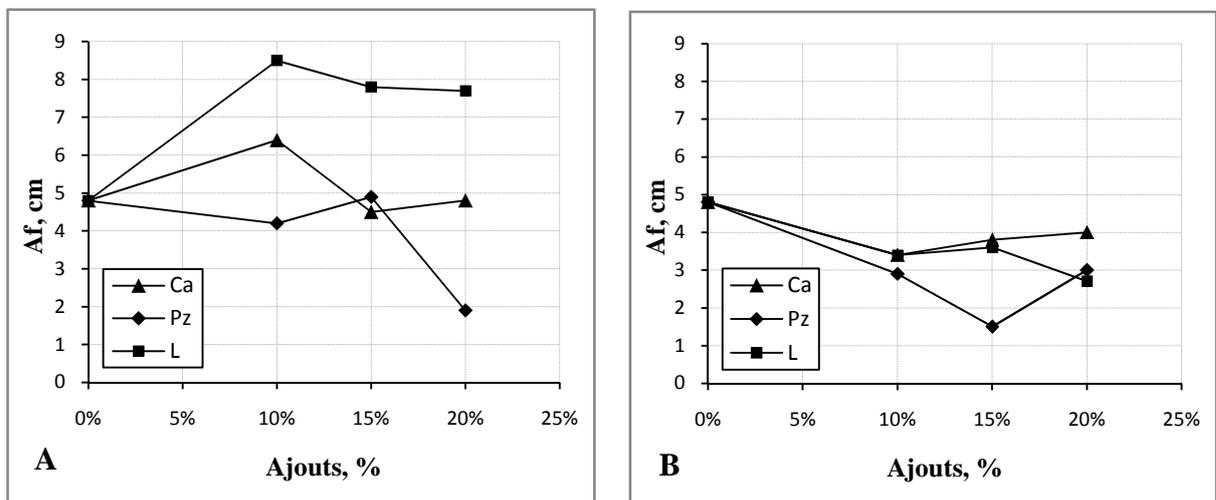


Figure III.3 : Variation de l’affaissement au cône d’Abrams en fonction du pourcentage d’ajout, pour des bétons formulés avec $C = 400 \text{ kg/m}^3$, par : (A) méthode de Scramtaïev et (B) méthode de Dreux-Gorisse

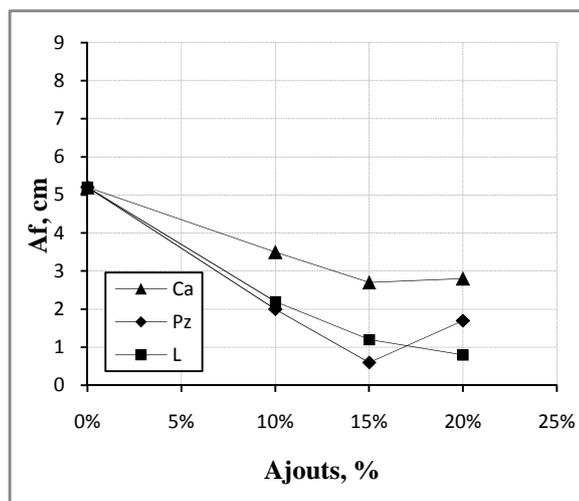


Figure III.4 : Variation de l’affaissement au cône d’Abrams en fonction du pourcentage d’ajout, pour des bétons formulés avec $C = 500 \text{ kg/m}^3$, par la méthode de Scramtaïev

III.3.1.2. Variations des résistances à la compression des bétons témoins

Comme on le voit sur la figure III.5 les résistances des bétons témoins formulés avec la méthode de Scramtaïev et la méthode de Dreux-G, pour des dosages en ciment de 350, 400 et 500 kg/m³ ont cette allure.

Les résistances à 28 jours des bétons témoins formulés avec la méthode de Scramtaïev avec des dosages en ciment de 350 et 400 kg/m³ sont supérieures à celles des bétons formulés avec la méthode de Dreux-Gorisse, de 12.5% (5 MPa) et 5.5% (2.5 MPa) respectivement. Alors que la différence est entre 0.75 MPa et 1.5 MPa pour 7 et 90 jours.

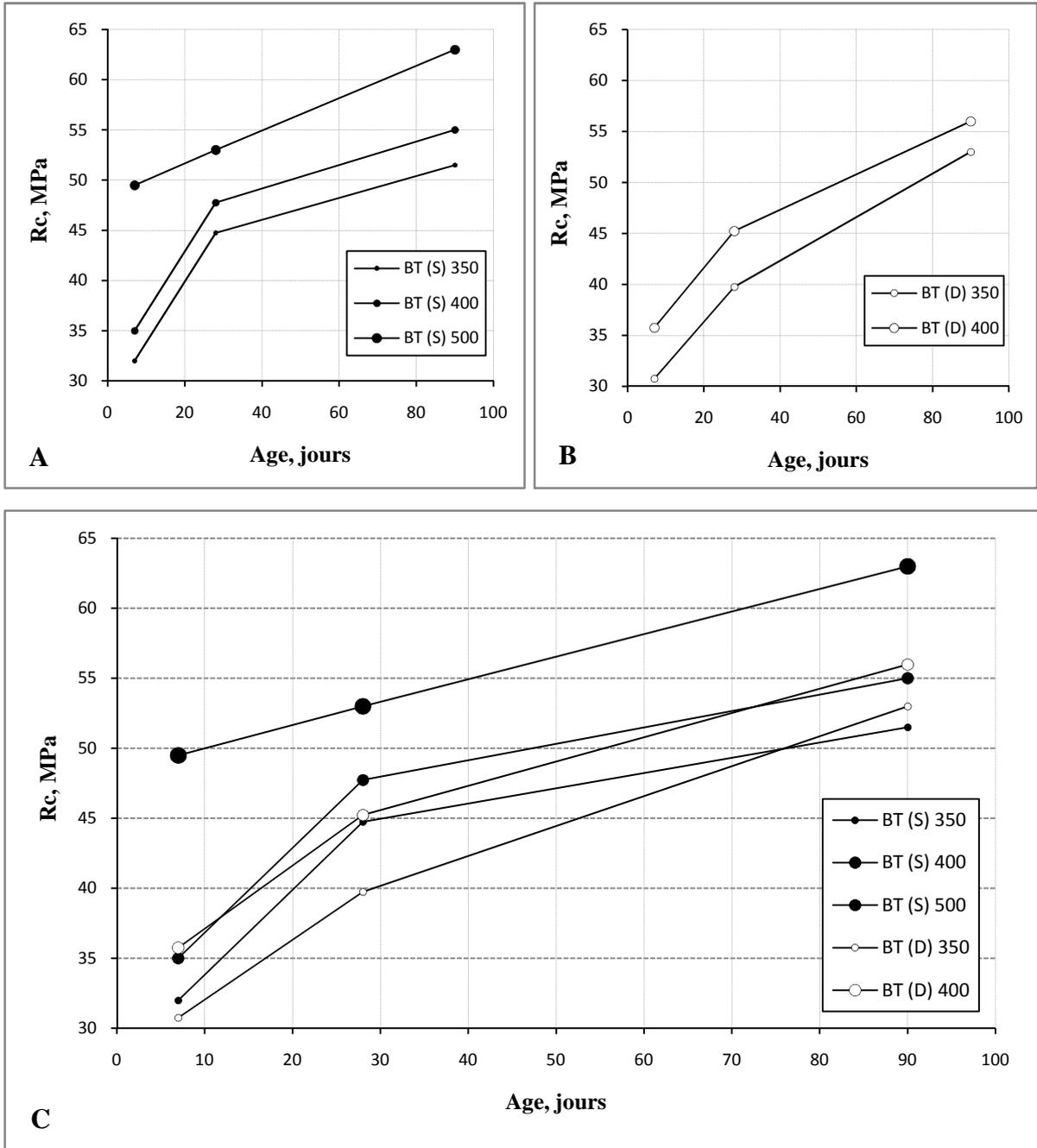


Figure III.5 : Variation des résistances à la compression en fonction de l'âge, des bétons témoins formulés avec C = 350, 400 et 500 kg/m³, par : (A) méthode de Scramtaïev, (B) méthode de Dreux-Gorisse et (C) méthodes de Scramtaïev & Dreux-Gorisse

Les gains de résistance des bétons témoins formulés par la méthode de Scramtaïev avec un dosage en ciment de 400 kg/m^3 par rapport à ceux formulés avec un dosage en ciment de 350 kg/m^3 , pour les âges 7, 28 et 90 jours sont de l'ordre de 9%, 6.7% et 6.8% (c.-à-d. une différence de résistance de 3 MPa, 3 MPa et 3.5 MPa) respectivement, pour un surplus de ciment de 50 kg/m^3 ; alors que pour les bétons formulés avec un dosage en ciment de 500 kg/m^3 , ils sont de l'ordre de 55%, 18% et 22% (c.-à-d. une différence de résistance de 17.5 MPa, 8 MPa et 11.5 MPa), pour un surplus en ciment de 150 kg/m^3 .

Les gains de résistance des bétons témoins formulés par la méthode de Dreux-Gorisse avec un dosage en ciment de 400 kg/m^3 par rapport à ceux formulés avec un dosage en ciment de 350 kg/m^3 , pour les âges 7, 28 et 90 jours sont de l'ordre de 16%, 13.8% et 5.6% (c.-à-d. une différence de résistance de 5 MPa, 5.5MPa et 3MPa) respectivement, pour un surplus de ciment de 50 kg/m^3 .

III.3.1.3 Effet de la variation du pourcentage d'ajout sur la résistance à la compression

1. Pour un dosage en ciment $C = 350 \text{ kg/m}^3$

Sur les **Figures III.6, III.7 et III.8** on suit la progression des résistances à la compression des bétons formulés par la méthode de Scramtaïev et la méthode de Dreux-Gorisse, avec un dosage en ciment de 350 kg/m^3 , et pour des pourcentages en ajout de 10, 15 et 20%. Et sur les **Figures III.9, III.10 et III.11** est représentée, la variation de la résistance à la compression relative (notée R_{cj}/R_{ctj}) de ces bétons en fonction du pourcentage d'ajout, à 7, 28 et 90 jours.

On constate sur les **Figures III.9(A), III.10(A) et III.11(A)**, pour les bétons avec ajouts formulés avec la méthode de Scramtaïev, avec un dosage en ciment de 350 kg/m^3 , que pour chaque âge il y a un type d'ajout qui devance les deux autres dans la progression de sa résistance. A 7 jours, les bétons avec ajout calcaire donnent de meilleures résistances que les bétons avec laitier et les bétons avec pouzzolane; avec une résistance optimale pour un dosage de 10% de calcaire, et une progression de 26% (8 MPa) par rapport au béton témoin BT(S)350. A 28 jours, les bétons avec ajout laitier donnent de meilleures résistances que les bétons avec calcaire et pouzzolane; avec une résistance optimale pour un dosage de 20% de laitier, et une progression de 19.5% (9 MPa) par rapport au béton témoin BT(S)350. Et à 90 jours, les bétons avec ajout pouzzolane donnent de meilleures résistances que les bétons avec calcaire et laitier; avec une résistance optimale pour un dosage de 20% de pouzzolane, et une progression de 16.5% (8.5 MPa) par rapport au béton témoin.

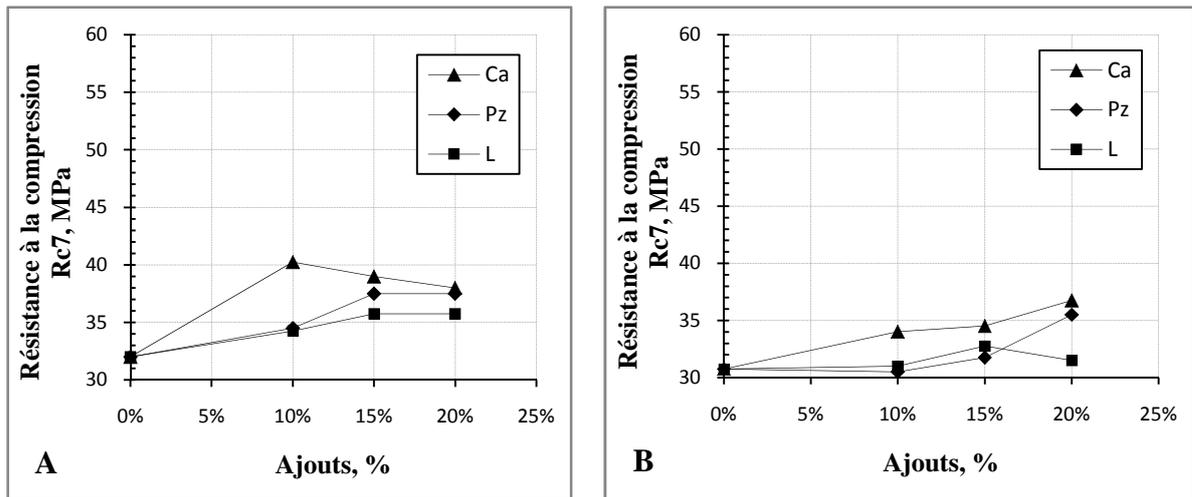


Figure III.6 : Variation des résistances à la compression à 7 jours en fonction du pourcentage d'ajout, pour des bétons formulés avec $C=350 \text{ kg/m}^3$, par : (A) méthode de Scramtaïev et (B) méthode de Dreux-Gorisse

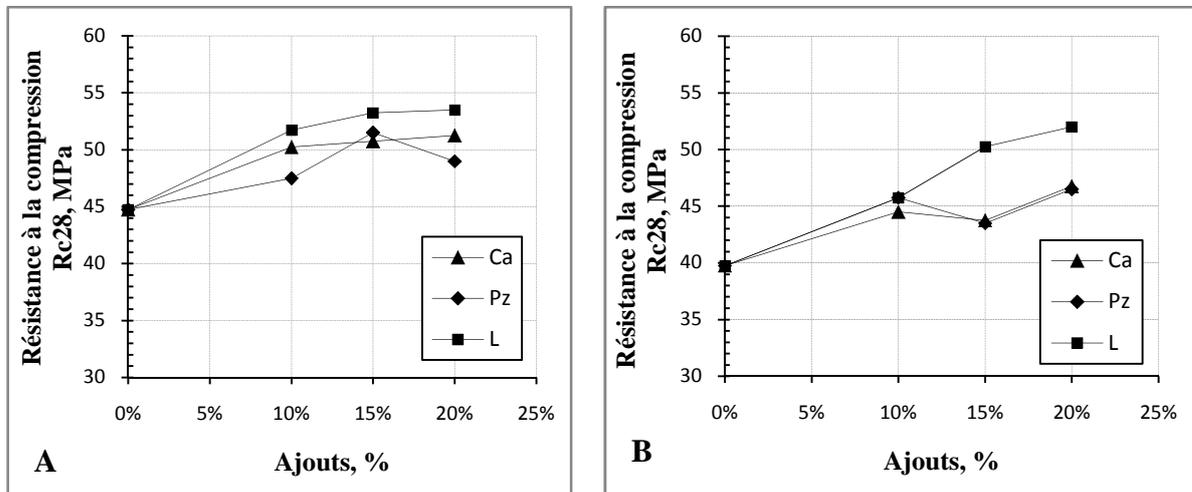


Figure III.7: Variation des résistances à la compression à 28 jours en fonction du pourcentage d'ajout, pour des bétons formulés avec $C=350 \text{ kg/m}^3$, par : (A) méthode de Scramtaïev et (B) méthode de Dreux-Gorisse

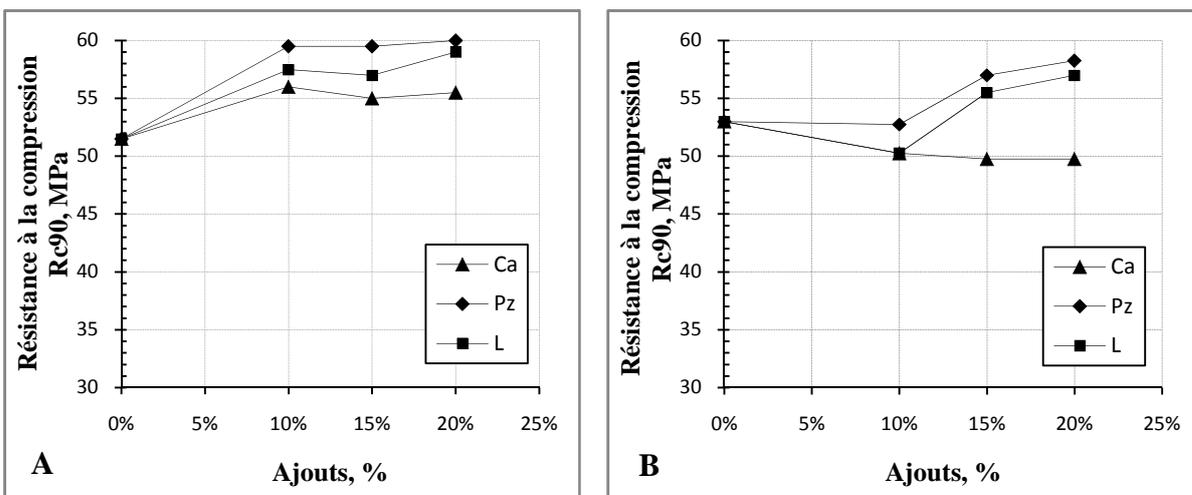


Figure III.8: Variation des résistances à la compression à 90 jours en fonction du pourcentage d'ajout, pour des bétons formulés avec $C=350 \text{ kg/m}^3$, par : (A) méthode de Scramtaïev et (B) méthode de Dreux-Gorisse

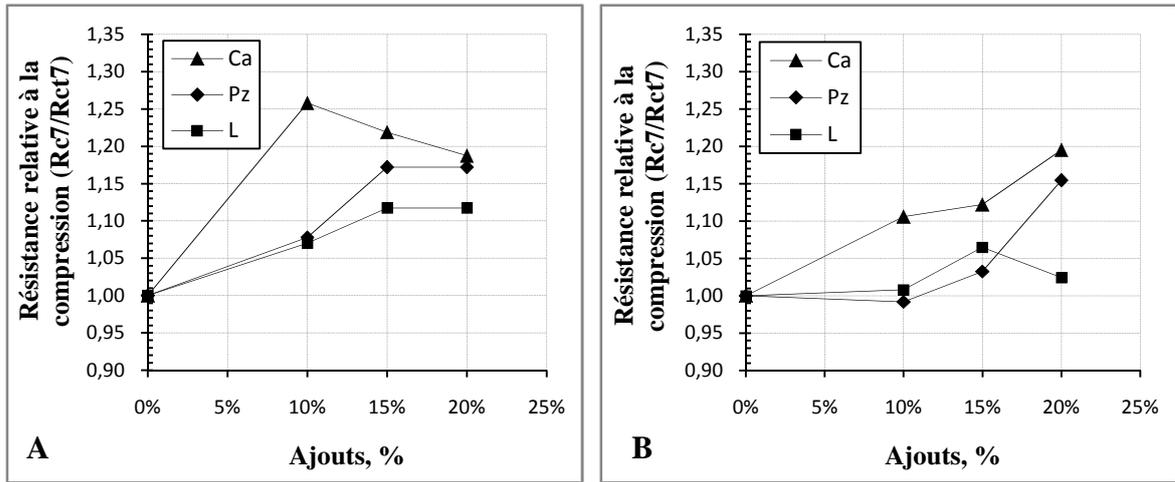


Figure III.9 : Variation des résistances relatives à la compression à 7 jours en fonction du pourcentage d'ajout, pour des bétons formulés avec $C=350 \text{ kg/m}^3$, par : (A) méthode de Scramtaïev et (B) méthode de Dreux-Gorisse

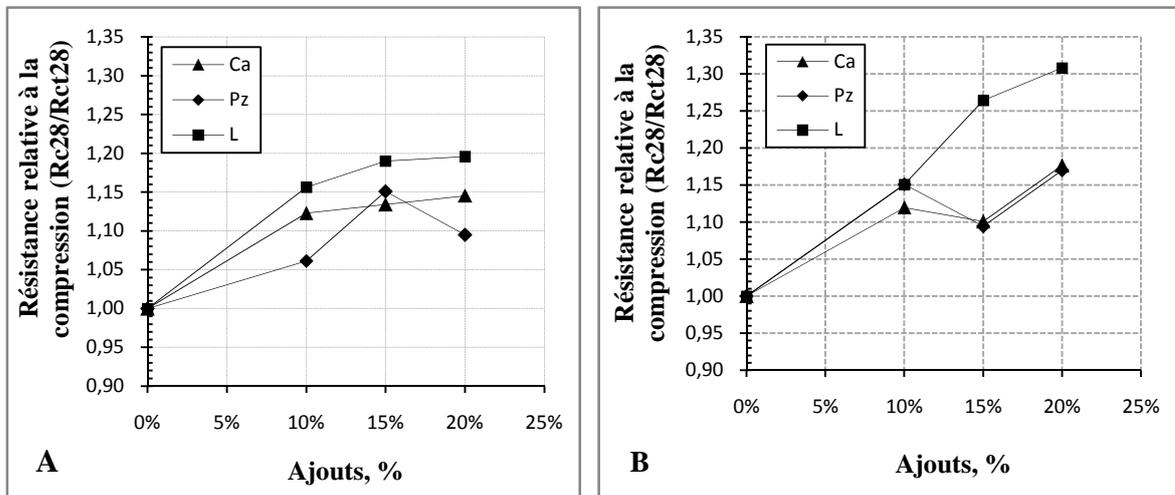


Figure III.10: Variation des résistances relatives à la compression à 28 jours en fonction du pourcentage d'ajout, pour des bétons formulés avec $C=350 \text{ kg/m}^3$, par : (A) méthode de Scramtaïev et (B) méthode de Dreux-Gorisse

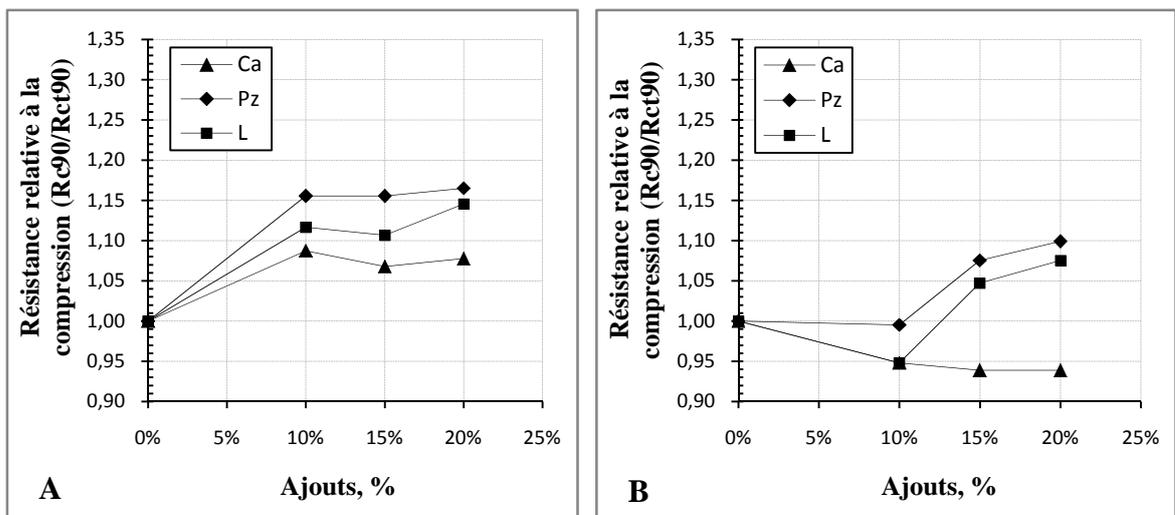


Figure III.11: Variation des résistances relatives à la compression à 90 jours en fonction du pourcentage d'ajout, pour des bétons formulés avec $C=350 \text{ kg/m}^3$, par : (A) méthode de Scramtaïev et (B) méthode de Dreux-Gorisse

Sur les **Figures III.9(B), III.10(B) et III.11(B)**, les bétons avec ajouts formulés avec la méthode de Dreux-Gorisse, avec un dosage en ciment de 350 kg/m^3 , comme ceux formulés avec la méthode de Scramtaïev, ont la même tendance, concernant la progression démarquée de la résistance des bétons incorporant un type d'ajout (calcaire, pouzzolane ou laitier) par rapport aux deux autres ajouts, à un âge donnée (7, 28 ou 90 jours). A 7 jours, c'est l'ajout calcaire qui donne de meilleures résistances ; avec une résistance optimale pour un dosage de 20% de calcaire, et une progression de 19.5% (6 MPa) par rapport au béton témoin BT(S)350. A 28 jours, c'est l'ajout laitier qui donne de meilleures résistances ; avec une résistance optimale pour un dosage de 20% de laitier, et une progression de 30.8% (12 MPa) par rapport au béton témoin BT(S)350. Et à 90 jours, c'est l'ajout pouzzolane qui donne de meilleures résistances ; avec une résistance optimale pour un dosage de 20% de pouzzolane, et une progression de 10% (5 MPa) par rapport au béton témoin BT(S)350.

On observe aussi sur les **Figures III.9(A), III.10(A) et III.11(A)**, que pour les bétons avec ajouts formulés par la méthode de Scramtaïev avec un dosage en ciment de 350 kg/m^3 , il y a un gain de résistance par rapport au béton témoin BT(S)350, pour tous les ajouts, pour tous les pourcentages d'ajouts et pour tous les âges. Alors que ce n'est pas le cas pour les bétons formulés par la méthode de Dreux-Gorisse avec un dosage en ciment de 350 kg/m^3 (**Figures III.9(B), III.10(B) et III.11(B)**) ; une baisse de résistance par rapport au béton témoin à un âge donné est enregistrée pour, le béton avec 10% d'ajout laitier à 90 jours et, les bétons avec 10, 15 et 20% d'ajout calcaire à 90 jours.

On remarque aussi une certaine régularité dans la progression des résistances des bétons avec ajouts formulés par les méthodes de Scramtaïev et de Dreux-Gorisse, avec un dosage en ciment de 350 kg/m^3 à travers l'âge de 7, 28 et 90 jours, pour tous les ajouts et pour tous les pourcentages d'ajouts. Cette régularité est plus remarquée pour les bétons formulés par la méthode de Scramtaïev par rapport à ceux formulés par la méthode de Dreux-Gorisse. Ce fait peut être attribué, premièrement à la non optimisation de la formulation du béton témoin formulé par la méthode de Dreux-Gorisse ; deuxièmement, pour les bétons avec ajouts formulés par la méthode de Dreux-Gorisse, la quantité d'ajout vient comme remplacement à la même quantité (en masse) de gravier et de sable, alors que pour les bétons avec ajouts formulés par la méthode de Scramtaïev, la quantité d'ajout vient comme remplacement à la même quantité (en masse) de sable seulement.

2. Pour un dosage en ciment $C = 400 \text{ kg/m}^3$

Sur les **Figures III.12, III.13 et III.14** on suit la progression des résistances à la compression des bétons formulés par la méthode de Scramtaïev et la méthode de Dreux-Gorisse, avec un dosage en ciment de 400 kg/m^3 , et pour des pourcentages en ajout de 10, 15 et 20%,

Et sur les **Figures III.15, III.16 et III.17** est représentée, la variation de la résistance à la compression relative (notée R_{cj}/R_{ctj}) de ces bétons en fonction du pourcentage d'ajout, à 7, 28 et 90 jours.

On constate sur la **Figure III.15(A)** pour les bétons avec ajouts formulés avec la méthode de Scramtaïev avec un dosage en ciment de 400 kg/m^3 , qu'à 7 jours c'est l'ajout calcaire qui donne de meilleures résistances, avec une résistance optimale pour un dosage de 15% de calcaire, et une progression de 33.5% (12 MPa) par rapport au béton témoin BT(S)400.

Sur la **Figure III.16(A)**, et à 28 jours, c'est le béton avec 15% d'ajout pouzzolane qui a la résistance optimale avec une progression de 21.5% (10 MPa) par rapport au béton témoin BT(S)400.

On remarque sur la **Figure III.17(A)**, et à 90 jours, c'est le béton avec 20% d'ajout laitier qui a la résistance optimale avec une progression de 17% (9.5 MPa) par rapport au béton témoin BT(S)400.

On constate sur la **Figure III.15(B)** qu'à 7 jours, pour les bétons avec ajouts formulés avec la méthode de Dreux-Gorisse avec un dosage en ciment de 400 kg/m^3 , c'est le béton avec 15% d'ajout laitier qui a la résistance optimale avec une progression de 20% (7 MPa) par rapport au béton témoin BT(D)400.

Sur la **Figure III.16(B)**, et à 28 jours, c'est le béton avec 10% d'ajout laitier qui a la résistance optimale avec une progression de 27.7% (12.5 MPa) par rapport au béton témoin BT(D)400.

On remarque sur la **Figure III.17(B)**, et à 90 jours, c'est le béton avec 15% d'ajout pouzzolane qui a la résistance optimale avec une progression de 13% (7 MPa) par rapport au béton témoin BT(D)400.

On remarque que, la tendance dont il était question pour les bétons avec ajouts, formulés avec un dosage de ciment de 350 kg/m^3 par la méthode de Scramtaïev et la méthode de Dreux-Gorisse, concernant l'effet dominant d'un certain type d'ajouts à un âge donné, et se reflétant sur la résistance à la compression, est perdue pour le dosage en ciment de 400 kg/m^3 ou modifiée. Ça peut être attribué, au dosage en ciment supérieur (400 kg/m^3), d'où la quantité supérieure d'éléments fins (ciment + ajout), qui se répercute sur le serrage des plus gros éléments, et aussi sur la cinétique des réactions chimiques entre ciment et ajouts minéraux.

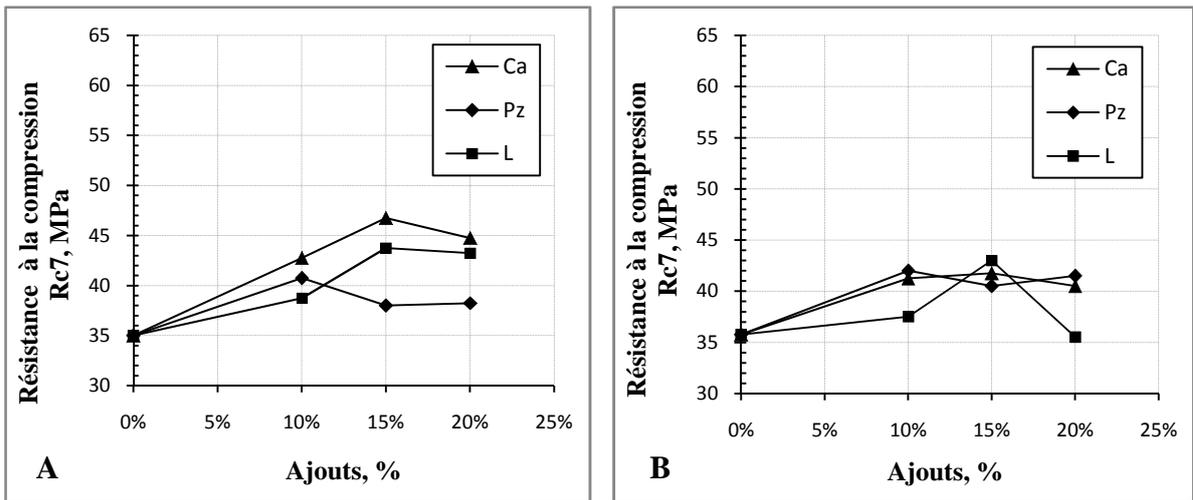


Figure III.12: Variation des résistances à la compression à 7 jours en fonction du pourcentage d'ajout, pour des bétons formulés avec $C=400 \text{ kg/m}^3$, par : (A) méthode de Scramtaïev et (B) méthode de Dreux-Gorisse

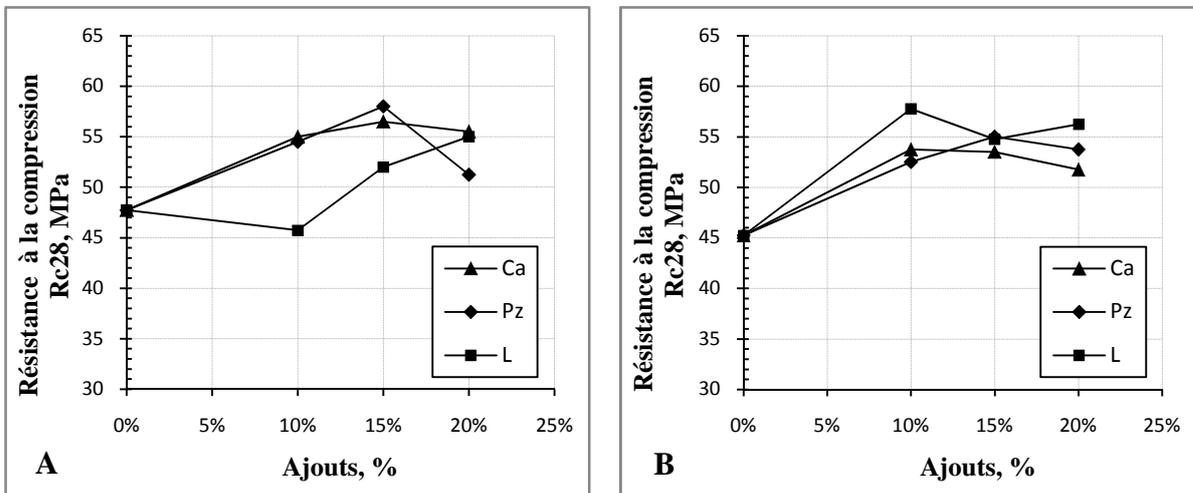


Figure III.13: Variation des résistances à la compression à 28 jours en fonction du pourcentage d'ajout, pour des bétons formulés avec $C=400 \text{ kg/m}^3$, par : (A) méthode de Scramtaïev et (B) méthode de Dreux-Gorisse

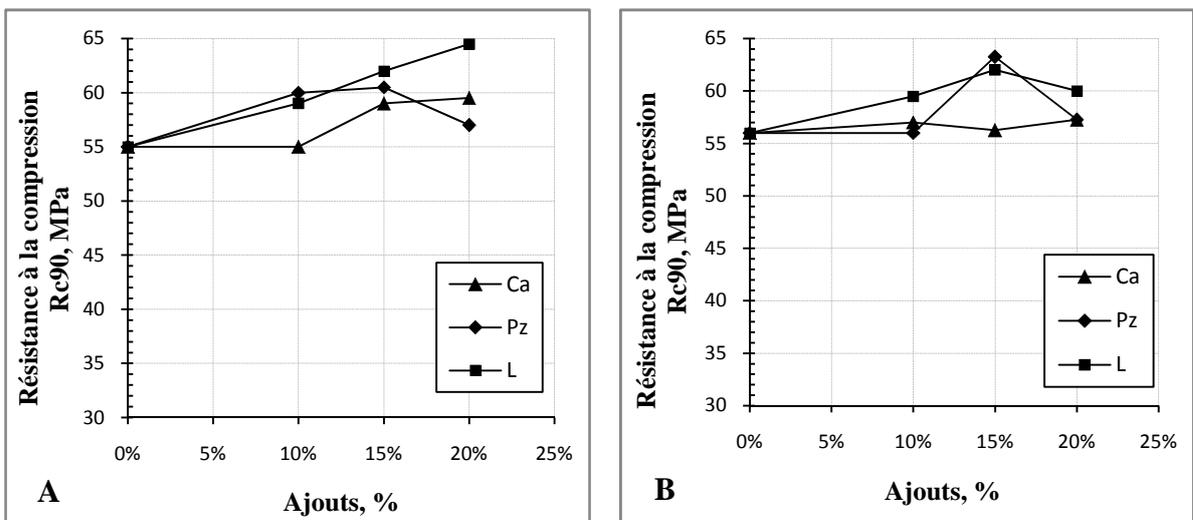


Figure III.14 : Variation des résistances à la compression à 90 jours en fonction du pourcentage d'ajout, pour des bétons formulés avec $C=400 \text{ kg/m}^3$, par : (A) méthode de Scramtaïev et (B) méthode de Dreux-Gorisse

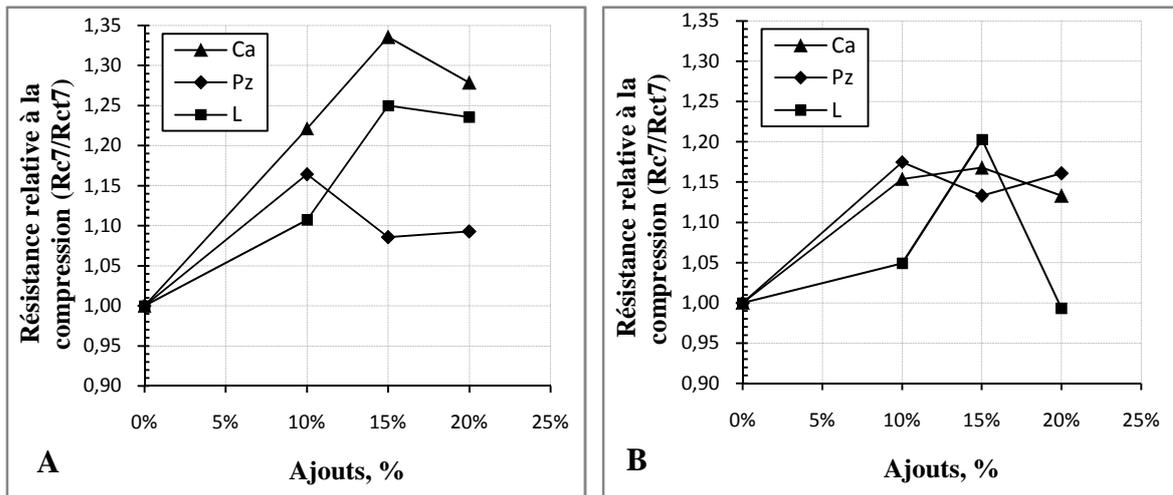


Figure III.15 : Variation des résistances relatives à la compression à 7 jours en fonction du pourcentage d'ajout, pour des bétons formulés avec $C=400 \text{ kg/m}^3$, par : (A) méthode de Scramtaïev et (B) méthode de Dreux-Gorisse

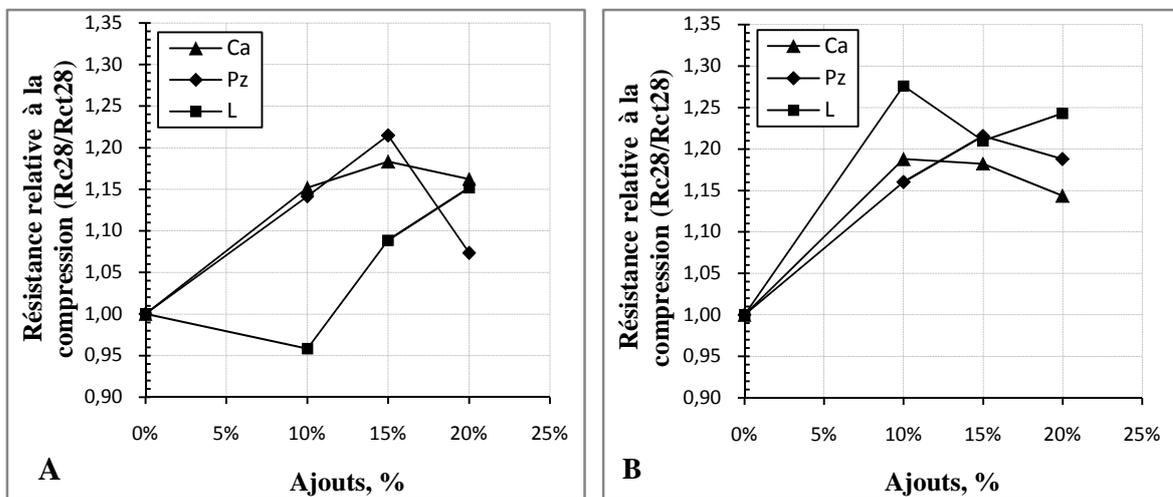


Figure III.16: Variation des résistances relatives à la compression à 28 jours en fonction du pourcentage d'ajout, pour des bétons formulés avec $C=400 \text{ kg/m}^3$, par : (A) méthode de Scramtaïev et (B) méthode de Dreux-Gorisse

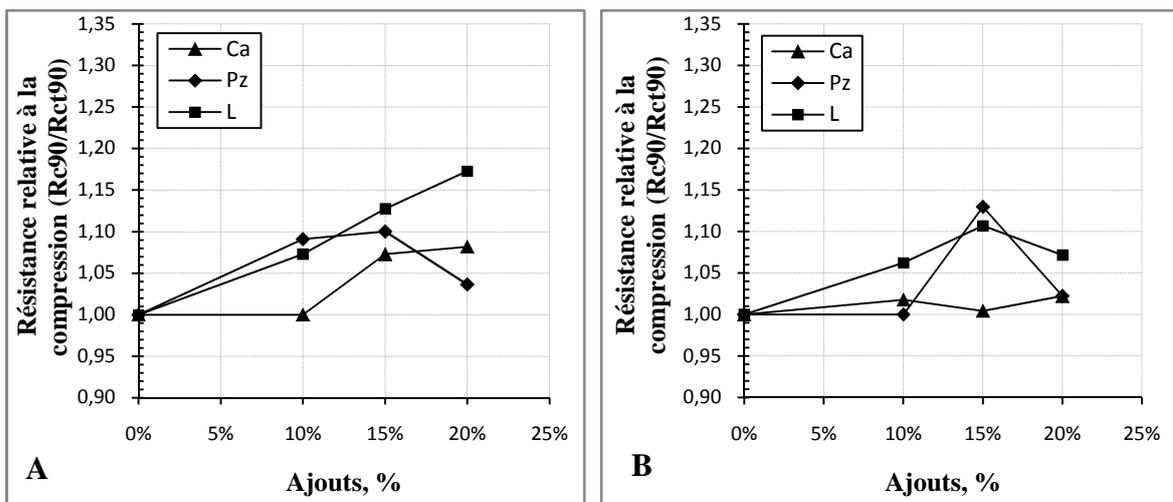


Figure III.17: Variation des résistances relatives à la compression à 90 jours en fonction du pourcentage d'ajout, pour des bétons formulés avec $C=400 \text{ kg/m}^3$, par : (A) méthode de Scramtaïev et (B) méthode de Dreux-Gorisse

On constate sur les **Figures III.15, III.16 et III.17** que toutes les résistances des bétons avec ajouts formulés par la méthode de Scramtaïev et la méthode de Dreux-Gorisse sont supérieures ou équivalentes aux résistances des bétons témoins à un âge donné, sauf pour, le béton avec 10% d'ajout laitier formulé avec la méthode de Scramtaïev avec un dosage en ciment de 400 kg/m^3 , à 28 jours (**Figure III.16(A)**).

3. Pour un dosage en ciment $C = 500 \text{ kg/m}^3$

Sur les **Figures III.18, III.19 et III.20** on suit la progression des résistances à la compression des bétons formulés par la méthode de Scramtaïev, avec un dosage en ciment de 500 kg/m^3 , et pour des pourcentages en ajout de 10, 15 et 20%,

Afin de mieux analyser l'effet des ajouts minéraux sur les résistances à la compression des bétons, on a ramené la résistance à la compression des bétons avec ajouts à la résistance relative, notée (R_{cj}/R_{ctj}), en fonction du pourcentage d'ajout.

La variation des résistances relatives à la compression à 7, 28 et 90 jours des bétons formulés avec la méthode de Scramtaïev est représentée en fonction du pourcentage d'ajout sur les **Figures III.21, III.22 et III.23**.

On remarque sur la **Figure III.21**, et à 7 jours, pour les bétons avec ajouts formulés avec la méthode de Scramtaïev avec un dosage en ciment de 500 kg/m^3 , c'est le béton avec 15% d'ajout calcaire BC(S-15)500 qui a la résistance optimale avec une progression de 5% (2.5 MPa) par rapport au béton témoin BT(S)500.

On constate sur la **Figure III.22**, qu'à 28 jours c'est le béton avec 15% d'ajout pouzzolane BP(S-15)500 qui a la résistance optimale avec une progression de 20.7% (11 MPa) par rapport au béton témoin BT(S)500.

Sur la **Figure III.23**, et à 90 jours, c'est les bétons avec 10 et 15% d'ajout pouzzolane (BP(S-10)500 et BP(S-15)500) qui ont la résistance optimale avec une progression de 11% (7 MPa) par rapport au béton témoin BT(S)500.

Pour les bétons avec ajouts formulés par la méthode de Scramtaïev, avec un dosage en ciment de 500 kg/m^3 , à 7 jours (**Figure III.21**), les ajouts minéraux ne produisent pas d'amélioration sensible des résistances à la compression sauf pour les bétons avec 15% d'ajout calcaire et 20% d'ajout pouzzolane, avec une amélioration de résistances de 5% (2.5 MPa) et 2.5% (1.25 MPa) respectivement, par rapport au béton témoin BT(S)500; comme on observe une diminution des résistances pour les bétons avec 10, 15 et 20% d'ajout laitier. Les autres pourcentages d'ajouts donnent des résistances équivalentes à la résistance du béton témoin BT(S)500.

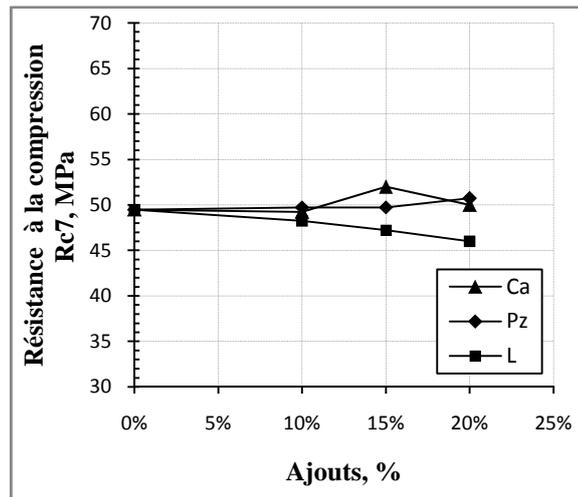


Figure III.18: Variation des résistances à la compression à 7 jours en fonction du pourcentage d'ajout, pour des bétons formulés avec $C=500 \text{ kg/m}^3$, par la méthode de Scramtaïev

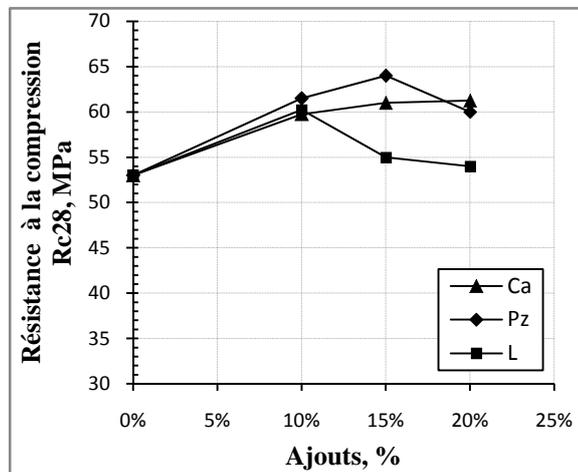


Figure III.19: Variation des résistances à la compression à 28 jours en fonction du pourcentage d'ajout, pour des bétons formulés avec $C=500 \text{ kg/m}^3$, par la méthode de Scramtaïev

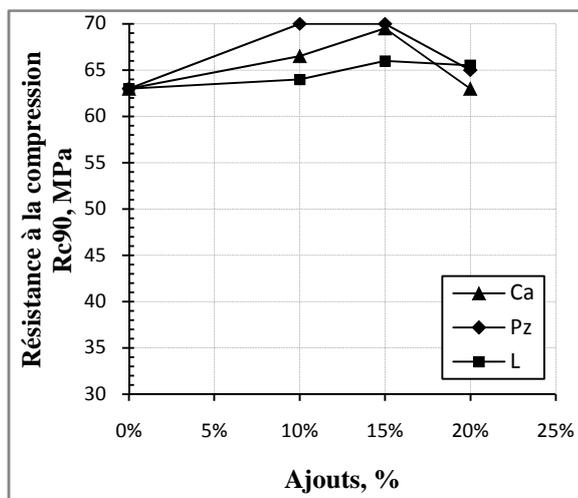


Figure III.20 : Variation des résistances à la compression à 90 jours en fonction du pourcentage d'ajout, pour des bétons formulés avec $C=500 \text{ kg/m}^3$, par la méthode de Scramtaïev

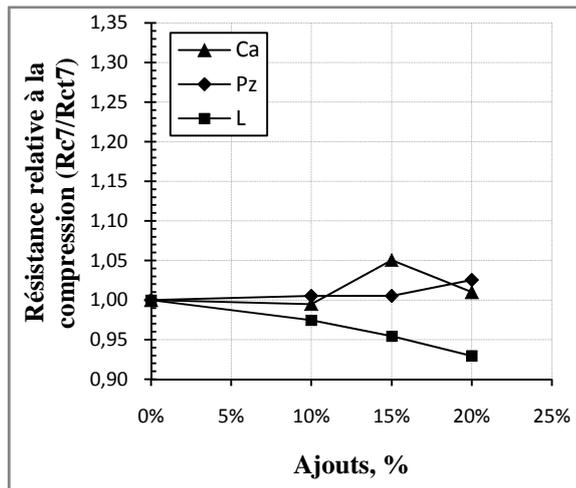


Figure III.21 : Variation des résistances relatives à la compression à 7 jours en fonction du pourcentage d'ajout, pour des bétons formulés avec $C=500 \text{ kg/m}^3$, par la méthode de Scramtaïev

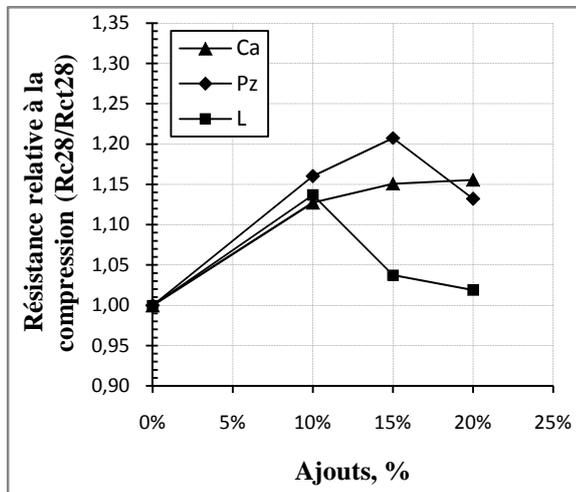


Figure III.22 : Variation des résistances relatives à la compression à 28 jours en fonction du pourcentage d'ajout, pour des bétons formulés avec $C=500 \text{ kg/m}^3$, par la méthode de Scramtaïev

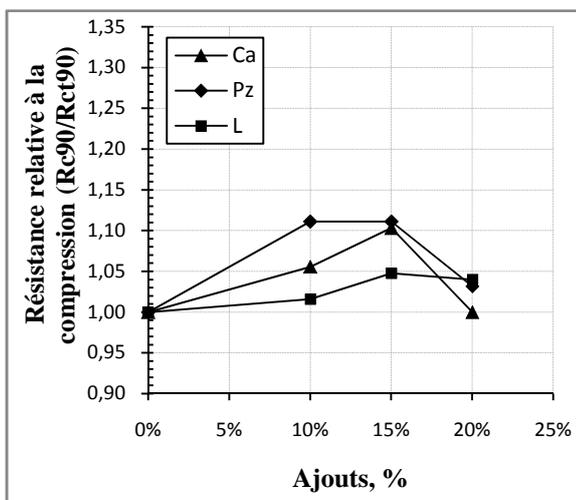


Figure III.23 : Variation des résistances relatives à la compression à 90 jours en fonction du pourcentage d'ajout, pour des bétons formulés avec $C=500 \text{ kg/m}^3$, par la méthode de Scramtaïev

A 28 jours (**Figure III.22**) c'est le béton avec 15% de pouzzolane BP(S-15)500 qui donne la résistance optimale avec une amélioration de 20.75 % (11 MPa) par rapport à la résistance du béton témoin BT(S)500 ; et pour les bétons avec 10 % de laitier BL(S-10)500 et, 15 et 20 % de calcaire (BC(S-15)500 et BC(S-20)500) les résistances sont meilleures avec ces pourcentages d'ajout, avec une amélioration de 13.7 % (7.25 MPa) et 15% (8 MPa) respectivement.

A 90 jours (**Figure III.23**), c'est les bétons avec 10 et 15% de pouzzolane (BP(S-10)500 et BP(S-15)500) qui donnent la résistance optimale avec une amélioration de 11 % (7 MPa); et pour les bétons avec 15 % de calcaire BC(S-15)500 et 15% de laitier BL(S-15)500 les résistances sont meilleures avec ces pourcentages d'ajout, avec une amélioration de 10.3 % (6.5 MPa) et 4.8 % (3 MPa) respectivement.

III.3.1.4 Effet de la variation du dosage en ciment sur la résistance à la compression des bétons avec ajouts, à l'âge de 28 jours

On suit l'effet du dosage en ciment sur la progression des résistances à la compression à 28 jours, des bétons avec ajouts formulés avec la méthode de Scramtaïev et la méthode de Dreux-Gorisse, sur les **Figures III.24, III.25 et III.26**.

Pour le béton BT(S)350, formulé par la méthode de Scramtaïev avec 350 kg de ciment, on obtient une résistance à la compression à 28 jours de 44.75 MPa. Avec 50 kg de ciment de plus, pour le béton BT(S)400, la résistance augmente de 6.7% (3 MPa), par rapport au béton BT(S)350. Avec 150 kg de plus de ciment, pour le béton BT(S)500, la résistance augmente de 18% (8.25 MPa), par rapport au béton BT(S)350.

Sur la **Figure III.24(A)**, la résistance du béton BC(S-20)350 augmente de 14.5% (6.5 MPa) par rapport à la résistance du béton BT(S)350, avec 70 kg de plus de calcaire. Tandis que la résistance du béton BT(S)400 n'augmente que de 6.7% (3 MPa) par rapport à la résistance du béton BT(S)350, avec 50 kg de plus de ciment.

La résistance du béton BC(S-15)400 augmente de 18.32% (8.75 MPa) par rapport à la résistance du béton BT(S)400, avec 60 kg de plus de calcaire ; elle augmente de 26.26% (11.75 MPa) par rapport à la résistance du béton BT(S)350, avec 50 kg de plus de ciment et 60 kg de plus de calcaire; et elle est supérieure à la résistance du béton BT(S)500 de 6.6% (3.5 MPa).

La résistance du béton BC(S-20)500 augmente de 15.57% (8.25 MPa) par rapport au béton BT(S)500, avec 100 kg de plus de calcaire ; elle augmente de 28.27% (13.5 MPa) par rapport

au béton BT(S)400, avec 100 kg de plus de ciment et 100 kg de plus de calcaire ; et elle augmente de 36.87% (16.5 MPa) par rapport au béton BT(S)350, avec 150 kg de plus de ciment et 100 kg de plus de calcaire.

Pour le béton BT(D)350, formulé par la méthode de Dreux-Gorisse avec 350 kg de ciment, on obtient une résistance à la compression à 28 jours de 39.75 MPa. Avec 50 kg de ciment de plus, pour le béton BT(D)400, la résistance augmente de 13.84% (5.5 MPa), par rapport au béton BT(D)350.

Sur la **Figure III.24(B)**, la résistance du béton BC(D-20)350 augmente de 17.61% (7 MPa) par rapport à la résistance du béton BT(D)350, avec 70 kg de plus de calcaire. Tandis que la résistance du béton BT(D)400 n'augmente que de 13.84% (5.5 MPa) par rapport au béton BT(D)350, avec 50 kg de plus de ciment.

La résistance du béton BC(D-10)400 augmente de 18.78% (8.5 MPa) par rapport à la résistance du béton BT(D)400, avec 40 kg de plus de calcaire ; et elle augmente de 35.22% (14 MPa) par rapport à la résistance du béton BT(D)350, avec 50 kg de plus de ciment et 40 kg de plus de calcaire.

Sur la **Figure III.25(A)**, la résistance du béton BP(S-15)350 augmente de 15.08% (6.75 MPa) par rapport à la résistance du béton BT(S)350, avec 52.5 kg de plus de pouzzolane. Tandis que la résistance du béton BT(S)400 n'augmente que de 6.7% (3 MPa) par rapport à la résistance du béton BT(S)350, avec 50 kg de plus de ciment.

La résistance du béton BP(S-15)400 augmente de 21.46% (10.25 MPa) par rapport à la résistance du béton BT(S)400, avec 60 kg de plus de pouzzolane; elle augmente de 29.61% (13.25 MPa) par rapport à la résistance du béton BT(S)350, avec 50 kg de plus de ciment et 60 kg de plus de pouzzolane; et elle est supérieure à la résistance du béton BT(S)500 de 9.43% (5 MPa).

La résistance du béton BP(S-15)500 augmente de 20.75% (11 MPa) par rapport au béton BT(S)500, avec 75 kg de plus de pouzzolane; elle augmente de 34.03% (16.25 MPa) par rapport au béton BT(S)400, avec 100 kg de plus de ciment et 75 kg de plus de pouzzolane; et elle augmente de 43.02% (19.25 MPa) par rapport au béton BT(S)350, avec 150 kg de plus de ciment et 75 kg de plus de pouzzolane.

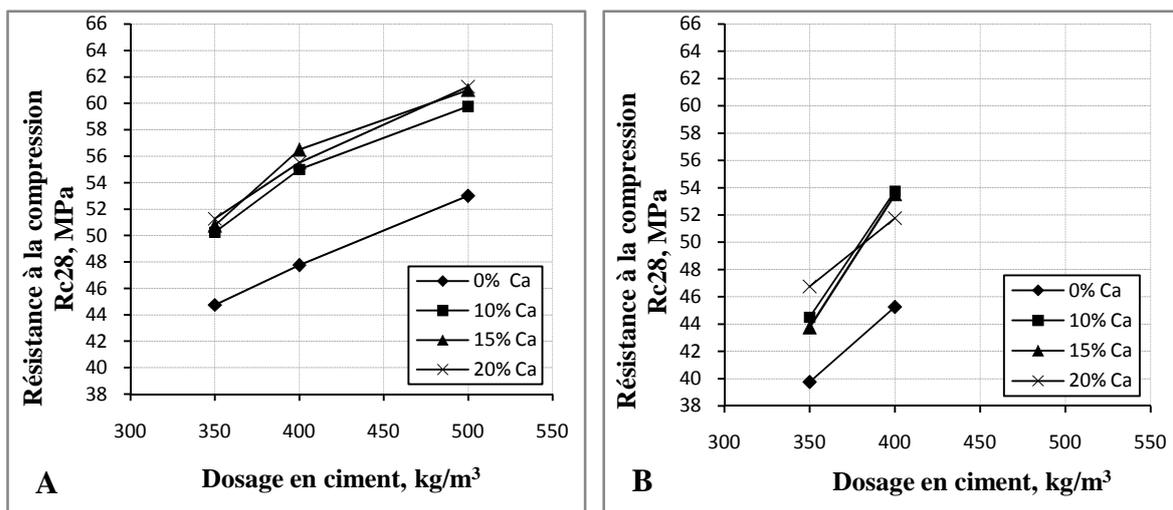


Figure III.24: Variation des résistances à la compression à 28 jours en fonction du pourcentage de calcaire, pour des bétons formulés avec différents dosages en ciment, par la méthode de : (A) Scramtaïev et (B) Dreux-G.

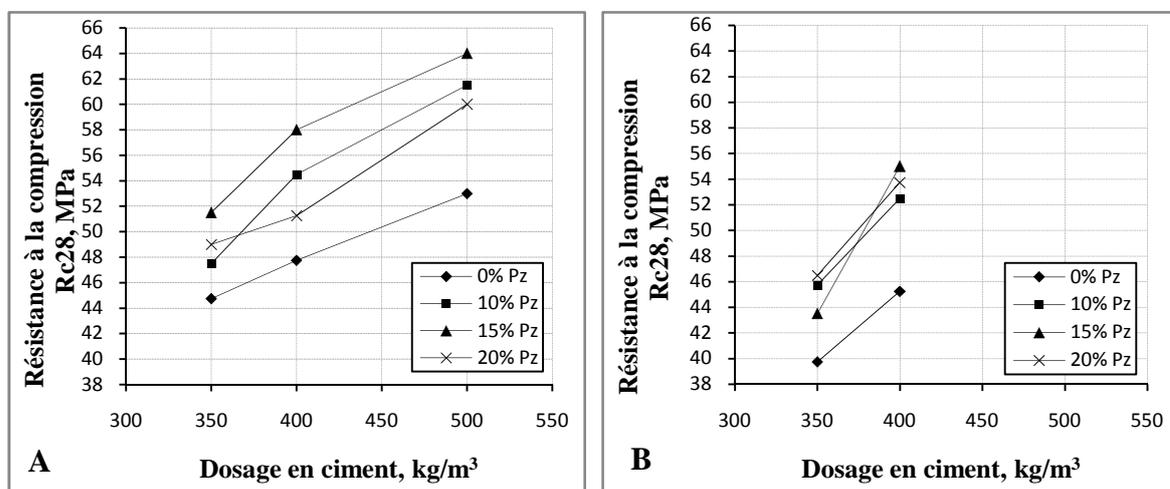


Figure III.25: Variation des résistances à la compression à 28 jours en fonction du pourcentage de pouzzolane, pour des bétons formulés avec différents dosages en ciment, par la méthode de : (A) Scramtaïev et (B) Dreux-G.

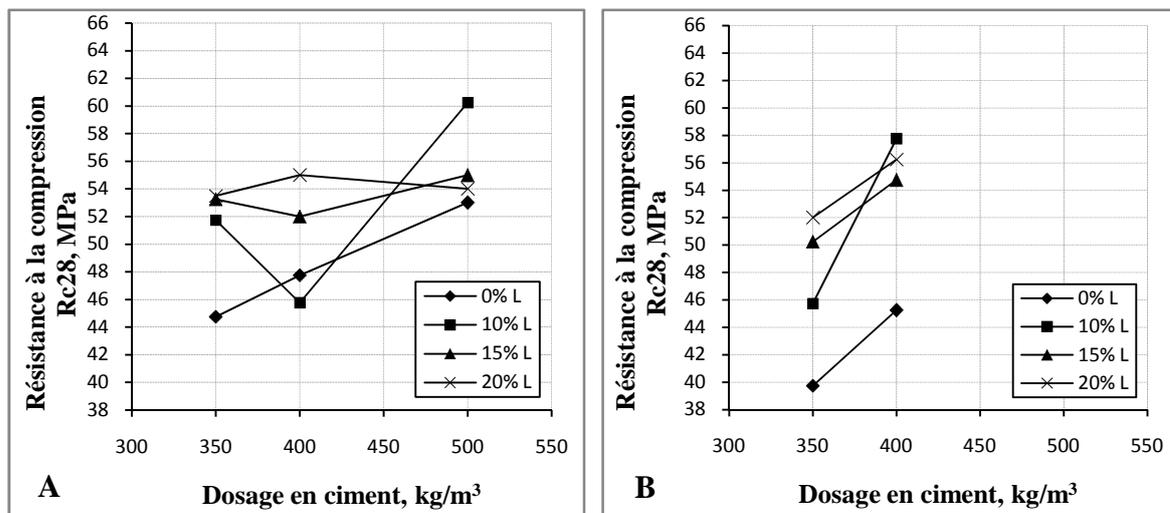


Figure III.26: Variation des résistances à la compression à 28 jours en fonction du pourcentage de laitier, pour des bétons formulés avec différents dosages en ciment, par la méthode de : (A) Scramtaïev et (B) Dreux-G.

Sur la **Figure III.25(B)**, la résistance du béton BP(D-20)350 augmente de 16.98% (6.75 MPa) par rapport à la résistance du béton BT(D)350, avec 70 kg de plus de pouzzolane. Tandis que la résistance du béton BT(D)400 n'augmente que de 13.84% (5.5 MPa) par rapport au béton BT(D)350, avec 50 kg de plus de ciment.

La résistance du béton BP(D-15)400 augmente de 21.55% (9.75 MPa) par rapport à la résistance du béton BT(D)400, avec 60 kg de plus de pouzzolane; et elle augmente de 38.36% (15.25 MPa) par rapport à la résistance du béton BT(D)350, avec 50 kg de plus de ciment et 60 kg de plus de pouzzolane.

Sur la **Figure III.26(A)**, la résistance du béton BL(S-20)350 augmente de 19.55% (8.75 MPa) par rapport à la résistance du béton BT(S)350, avec 70 kg de plus de laitier. Tandis que la résistance du béton BT(S)400 n'augmente que de 6.7% (3 MPa) par rapport à la résistance du béton BT(S)350, avec 50 kg de plus de ciment. Aussi, la résistance du béton BL(S-20)350 est supérieure de 0.94% (0.5 MPa) par rapport à la résistance du béton BT(S)500.

La résistance du béton BL(S-20)400 augmente de 15.18% (7.25 MPa) par rapport à la résistance du béton BT(S)400, avec 80 kg de plus de laitier; elle augmente de 22.90% (10.25 MPa) par rapport à la résistance du béton BT(S)350, avec 50 kg de plus de ciment et 80 kg de plus de laitier; et elle est supérieure à la résistance du béton BT(S)500 de 3.77% (2 MPa).

La résistance du béton BL(S-10)500 augmente de 13.68% (7.25 MPa) par rapport au béton BT(S)500, avec 50 kg de plus de laitier; elle augmente de 26.18% (12.5 MPa) par rapport au béton BT(S)400, avec 100 kg de plus de ciment et 50 kg de plus de laitier; et elle augmente de 34.64% (15.5 MPa) par rapport au béton BT(S)350, avec 150 kg de plus de ciment et 50 kg de plus de laitier.

Sur la **Figure III.26(B)**, la résistance du béton BL(D-20)350 augmente de 30.82% (12.25 MPa) par rapport à la résistance du béton BT(D)350, avec 70 kg de plus de laitier. Tandis que la résistance du béton BT(D)400 n'augmente que de 13.84% (5.5 MPa) par rapport au béton BT(D)350, avec 50 kg de plus de ciment.

La résistance du béton BL(D-10)400 augmente de 27.62% (12.5 MPa) par rapport à la résistance du béton BT(D)400, avec 40 kg de plus de laitier; et elle augmente de 45.28% (18 MPa) par rapport à la résistance du béton BT(D)350, avec 50 kg de plus de ciment et 40 kg de plus de laitier.

III.3.1.5. Conclusion de la première étape

De ce qui précède et pour des raisons d'économie, vu que, les résistances des bétons avec et sans ajouts minéraux formulés par la méthode de Scramtaïev sont supérieures à celles des bétons formulés par la méthode de Dreux-Gorisse, et cela pour un même dosage en ciment. Et vu les gains de résistance enregistrés par les trois bétons avec ajouts minéraux formulés par la méthode de Scramtaïev à 28 jours : BC(S-20)350, BP(S-15)350 et BL(S-20)350, avec des quantités moindres de ciment, ils sont choisis pour la suite de notre travail.

III.3.2. Deuxième étape

Les trois (03) meilleures formulations issues de la première étape, avec une formulation pour chaque type d'ajouts sont :

- BC(S-20)350, béton avec ajout calcaire formulé par la méthode de Scramtaïev, avec un dosage en ciment de 350 kg/m^3 et 20% d'ajout calcaire.
- BP(S-15)350, béton avec ajout pouzzolane formulé par la méthode de Scramtaïev, avec un dosage en ciment de 350 kg/m^3 et 15% d'ajout pouzzolane.
- et BL(S-20)350, béton avec ajout laitier formulé par la méthode de Scramtaïev, avec un dosage en ciment de 350 kg/m^3 et 20% d'ajout laitier.

A chacune de ces trois formulations, est incorporé trois pourcentages de superplastifiant (0.05, 0.25 et 0.5%), afin de suivre l'effet de ce dernier sur la consistance, et sur la résistance à la compression de ces trois bétons.

On étudie ici l'effet combiné des ajouts minéraux et de l'adjuvant fluidifiant sur la consistance et la résistance à la compression des bétons.

III.3.2.1. Effet du dosage en superplastifiant sur la consistance des bétons avec ajouts m.

L'incorporation du superplastifiant dans les bétons BC(S-20)350, BP(S-15)350 et BL(S-20)350, avec des pourcentages de 0.05, 0.25 et 0.5%, engendre une variation dans la consistance des bétons frais caractérisée par l'affaissement au cône d'Abrams.

Les variations de l'affaissement des trois bétons, avec trois dosages de superplastifiant sont représentées sur la **Figure III.27**.

On remarque sur la **Figure III.27** que le superplastifiant influe favorablement sur la consistance des trois bétons BC(S-20)350, BP(S-15)350 et BL(S-20)350. Avec une augmentation conséquente de l'affaissement avec l'augmentation du dosage en superplastifiant.

Pour les dosages de superplastifiant de 0, 0.05, 0.25 et 0.5%, l'affaissement des bétons avec les différents ajouts minéraux prend respectivement les valeurs suivantes :

BC(S-20)350 : 5, 5.9, 19 et 21.3 cm

BP(S-15)350 : 3.9, 5.3, 6.9 et 20 cm

BL(S-20)350 : 4.7, 5.4, 8.2 et 20.2 cm

Il s'agit ici de l'effet combiné des ajouts minéraux et de l'adjuvant fluidifiant sur la consistance.

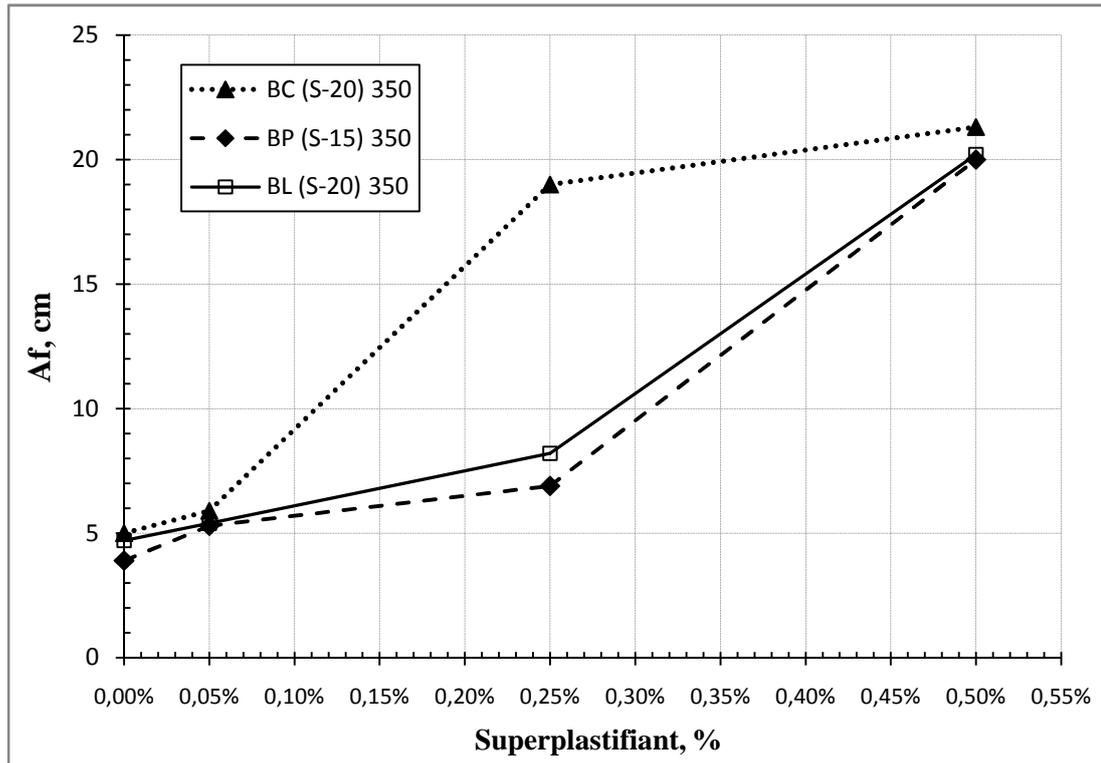


Figure III.27: Variation de l'affaissement au cône d'Abrams en fonction du pourcentage de superplastifiant, pour les bétons BC(S-20)350, BP(S-15)350 et BL(S-20)350.

III.3.2.2. Effet du dosage en superplastifiant sur la résistance à la compression des bétons avec ajouts

Les variations de la résistance à la compression en fonction de l'âge des bétons BC(S-20)350, BP(S-15)350 et BL(S-20)350 incorporant trois pourcentages de superplastifiant (0.05, 0.25 et 0.5%) sont représentés sur les **Figures III.28, III.29 et III.30** respectivement, ils sont comparés au béton témoin sans ajouts minéraux BT(S)350 et, aux bétons témoins avec ajouts minéraux BC(S-20)350, BP(S-15)350 et BL(S-20-0.5)350 .

On constate sur la **Figure III.28** que le dosage en superplastifiant de 0.25% donne les meilleurs résistances à tous les âges pour le béton à 20% de calcaire [BC(S-20-0.25)350] par rapport aux autres bétons, sauf pour le béton BC(S-20)350 qui à des résistances supérieures.

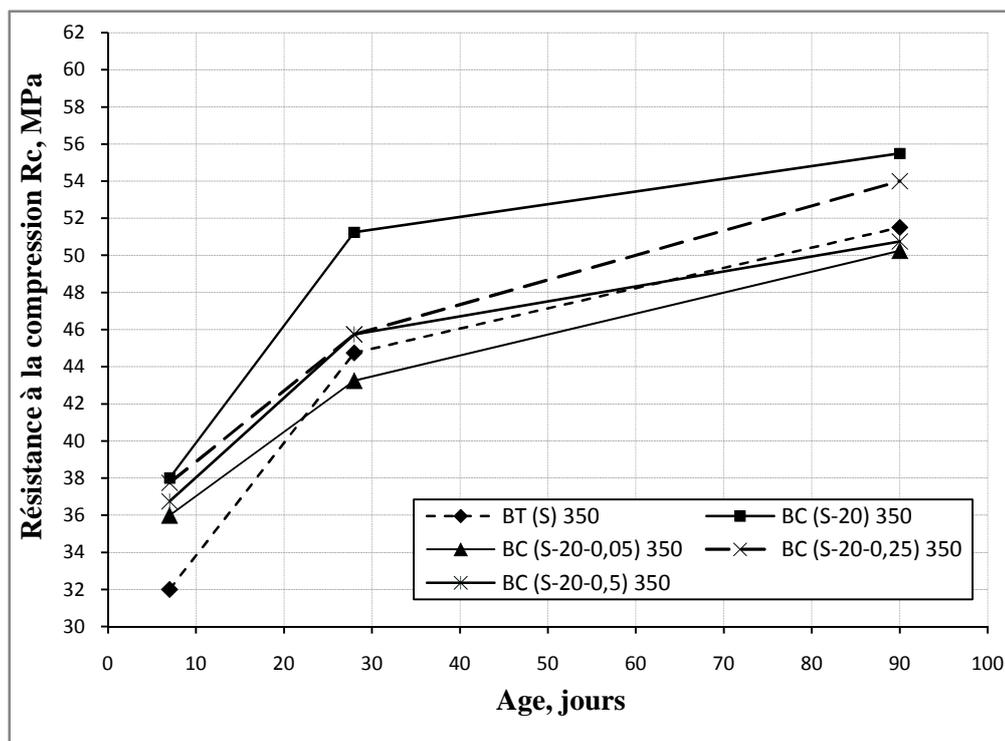


Figure III.28: Variation de la résistance du béton BC(S-20)350 avec différents pourcentages de superplastifiant, en fonction de l'âge

Sur la **Figure III.29** on constate que le dosage en superplastifiant de 0.05% donne les meilleurs résistances à 7 et 28 jours pour le béton à 15% de pouzzolane [BP(S-15-0.05)350] par rapport aux autres bétons, sauf pour le béton BP(S-15)350 qui a des résistances supérieures à 28 et 90 jours.

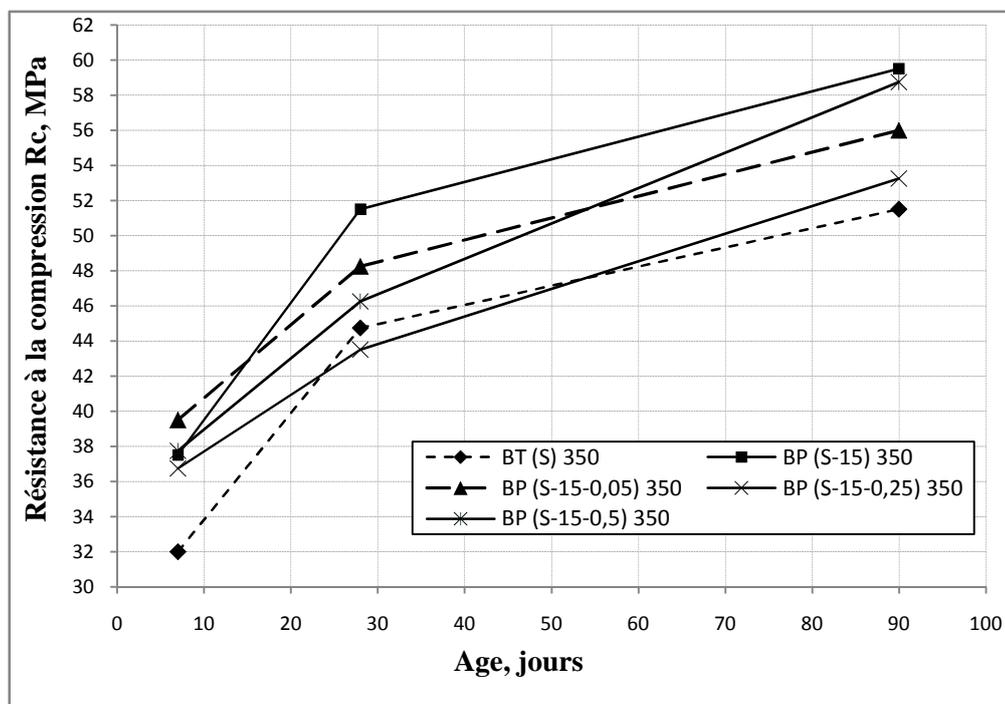


Figure III.29: Variation de la résistance du béton BP(S-15)350 avec différents pourcentages de superplastifiant, en fonction de l'âge

Sur la **Figure III.30** on constate que le dosage en superplastifiant de 0.5% donne les meilleurs résistances à tous les âges pour le béton à 20% de laitier [BL(S-20-0.5)350] par rapport aux autres bétons, sauf pour le béton BL(S-20)350 qui a une résistance supérieure à 28 jours.

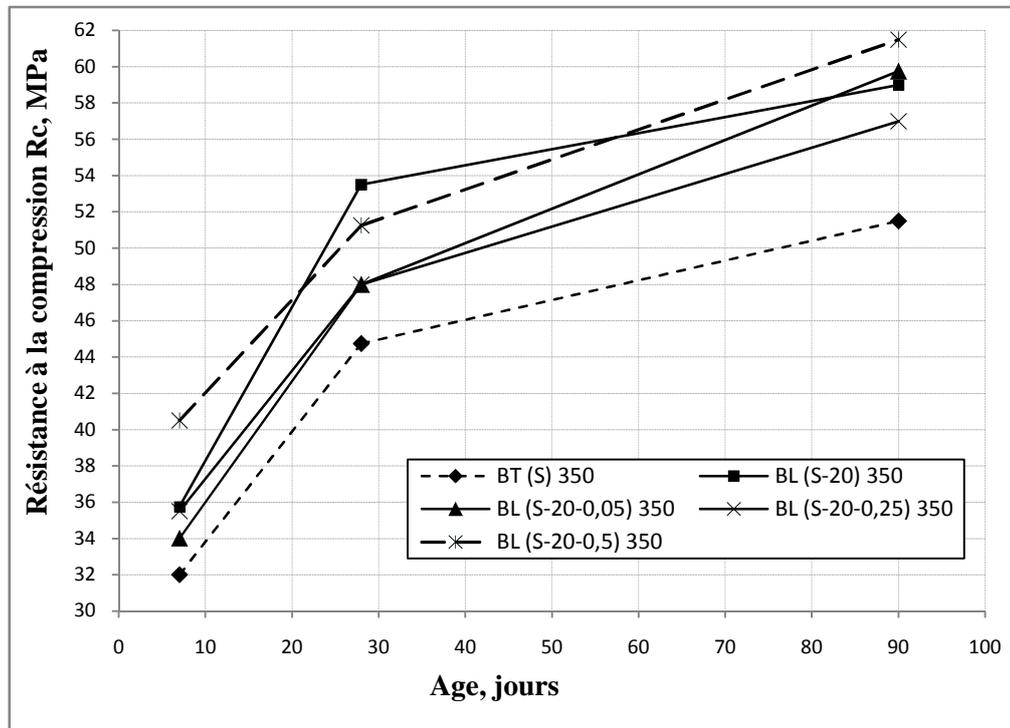


Figure III.30: Variation de la résistance du béton BL(S-20)350 avec différents pourcentages de superplastifiant, en fonction de l'âge

III.3.2.3. Conclusion de la deuxième étape

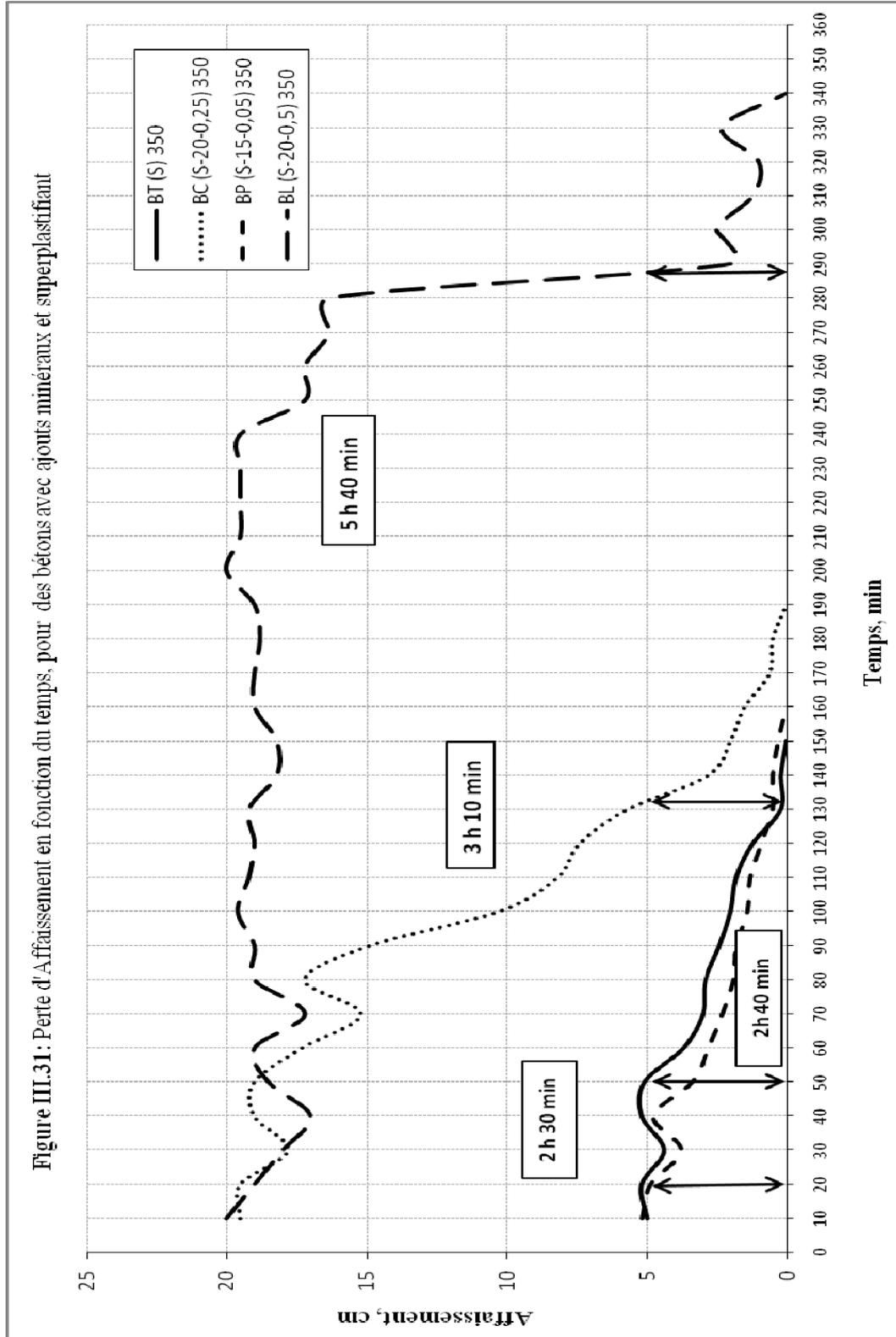
En étudiant l'effet combiné des ajouts minéraux et de l'adjuvant fluidifiant sur la consistance et la résistance à la compression des bétons on a trouvé que le superplastifiant influe favorablement sur la consistance des trois bétons BC(S-20)350, BP(S-15)350 et BL(S-20)350. Avec une augmentation conséquente de l'affaissement avec l'augmentation du dosage en superplastifiant.

Mais bien que l'effet attendu de l'incorporation du superplastifiant en maintenant un dosage en eau constant ait été vérifié en ce qui concerne la consistance. Notre attente à garder la même résistance à la compression ne s'est pas vérifiée. On a vu les résistances mécaniques des bétons BC(S-20)350, BP(S-15)350 et BL(S-20)350 diminué après l'incorporation du superplastifiant. Cela peut être dû à : l'incompatibilité du ciment et du superplastifiant ou, l'entraînement de l'air par le superplastifiant.

Les trois (03) meilleures formulations avec ajouts minéraux + superplastifiant choisies pour la suite de notre travail sont : BC(S-20-0.25)350, BP(S-15-0.05)350 et BL(S-20-0.5)350, et cela pour une résistance maximale à 28 jours.

III.3.3. Troisième étape

III.3.3.1. Perte d'affaissement



Les variations de l'affaissement dans le temps des bétons avec ajouts minéraux et superplastifiant : BC(S-20-0.25)350, BP(S-15-0.05)350 et BL(S-20-0.5)350 sont présentées sur la **Figure III.31**, ainsi que la variation de l'affaissement du béton témoin BT(S)350.

Le béton BL(S-20-0.5)350, formulé par la méthode de Scramtaïev avec 350 kg/m^3 de ciment, 20% de laitier, et 0.5% de superplastifiant, présente avec ses 285 minutes (4 heures et 45 minutes) le plus grand délai pour atteindre l'affaissement 5 cm, suivie par le béton BC(S-20-0.25)350 avec 130 minutes (2 heures et 10 minutes), puis le béton témoin BT(S)350 avec 50 minutes. Cela est dû à la différence dans les pourcentages du superplastifiant, ainsi que dans les pourcentages, la finesse, les propriétés chimiques et minéralogiques des ajouts minéraux. On remarque que le temps de perte d'affaissement augmente avec l'augmentation du pourcentage de superplastifiant.

Le béton BP(S-15-0.05)350 atteint quant à lui l'affaissement 5 cm après 20 minutes, ce qui ne présente pas d'intérêt vis-à-vis des deux premiers bétons, et en comparaison avec le béton de référence.

Les bétons avec de grands délais pour atteindre un affaissement de 5 cm, peuvent permettre leur utilisation plus longtemps, et peut être leur transport plus loin.

III.3.3.2. Résistance à la compression

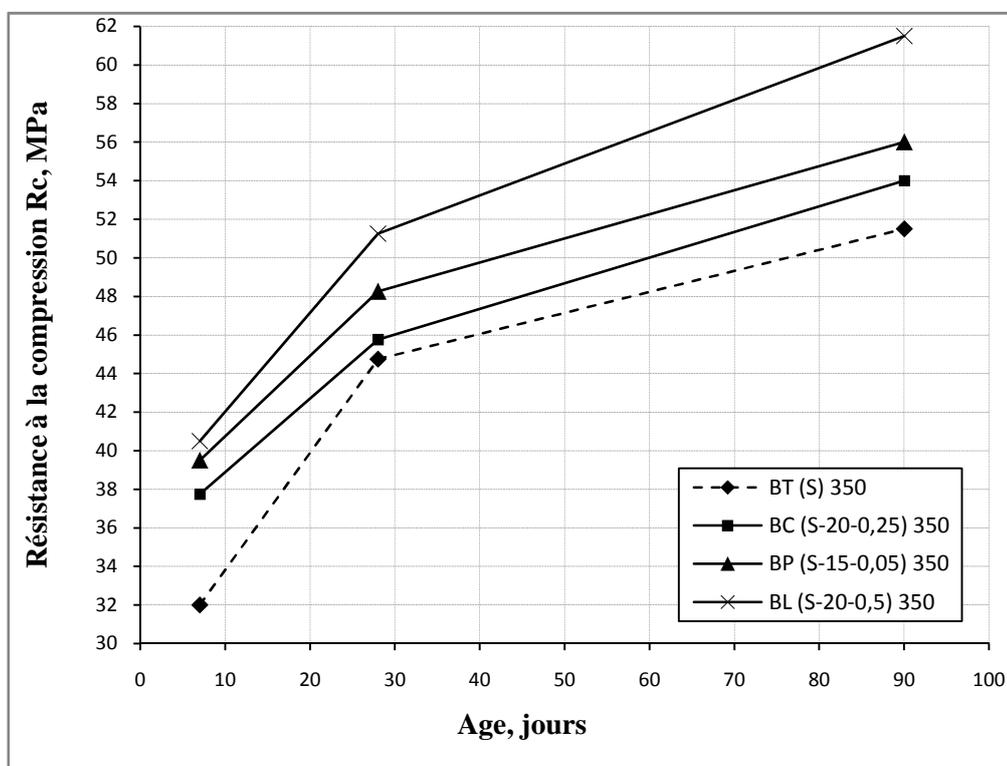


Figure III.32: Variation de la résistance à la compression des bétons avec ajouts et superplastifiant, en fonction de l'âge

Sur la **Figure III.32** sont représentées les résistances à la compression en fonction de l'âge des bétons: BC(S-20-0.25)350, BP(S-15-0.05)350 et BL(S-20-0.5)350. On remarque les résistances supérieures du béton BL(S-20-0.5)350 à tous les âges, suivi successivement des bétons BP(S-15-0.05)350, BC(S-20-0.25)350 et BT(S)350.

III.3.3.3. Résistance à la flexion (R_f)

Sur la **Figure III.33** on suit l'évolution des résistances à la flexion des bétons BT(S)350, BC(S-20-0.25)350, BP(S-15-0.05)350 et BL(S-20-0.5)350. On constate que, les résistances à la flexion du béton au laitier BL(S-20-0.5)350, à 28 et 90 jours, sont supérieures aux résistances du béton témoin BT(S)350, de 21% (1.05 MPa) et 6% (0.35 MPa).

Pour les bétons au calcaire BC(S-20-0.25)350 et à la pouzzolane BP(S-15-0.05)350 les résistances à la flexion à 28 jours sont supérieures à la résistance du béton témoin BT(S)350, de 6% (0.3 MPa) et 3% (0.15 MPa) respectivement ; alors qu'à 90 jours elles sont toutes les deux inférieures à la résistance du béton témoin BT(S)350 de 4% (0.25MPa).

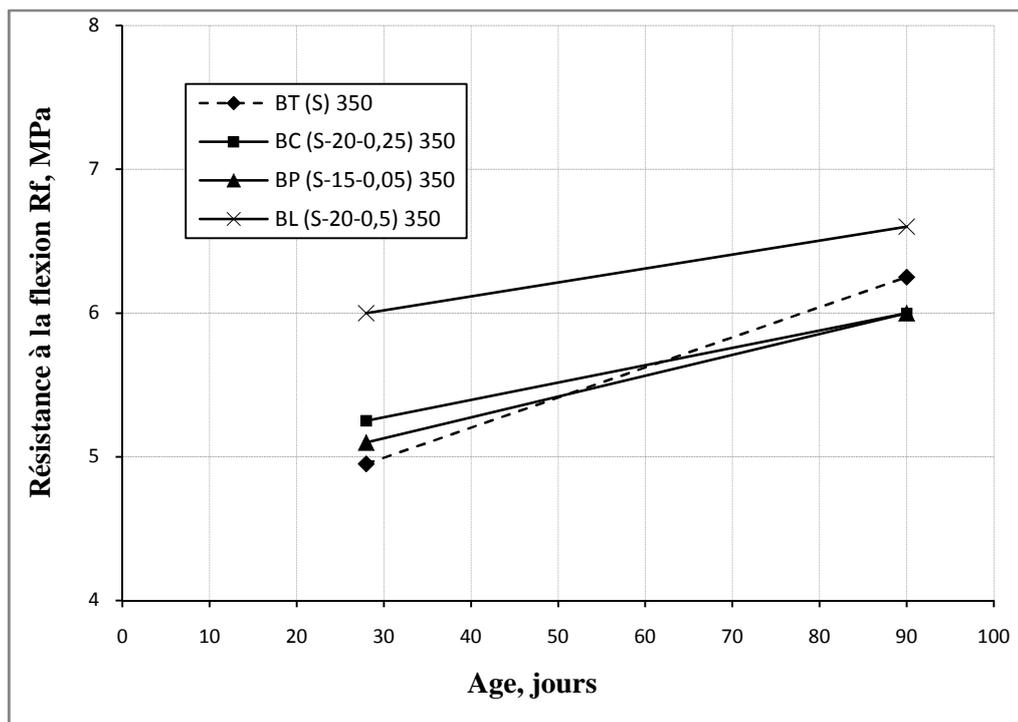


Figure III.33: Variation de la résistance à la flexion des bétons avec ajouts et superplastifiant, en fonction de l'âge

III.3.3.4. Résistance à la traction par fendage (R_{tf})

On suit l'évolution des résistances à la traction par fendage des bétons BT(S)350, BC(S-20-0.25)350, BP(S-15-0.05)350 et BL(S-20-0.5)350 sur la **Figure III.34**. On constate que, les résistances à la traction du béton au laitier BL(S-20-0.5)350, à 28 et 90 jours, sont supérieures

aux résistances du béton témoin BT(S)350, de 19.4% (0.49 MPa) et 3.5% (0.13 MPa). Pour les bétons à la pouzzolane BP(S-15-0.05)350 et au calcaire BC(S-20-0.25)350 les résistances à la flexion à 28 jours sont supérieures à la résistance du béton témoin BT(S)350, de 18.2% (0.46 MPa) et 2% (0.05 MPa) respectivement ; alors qu'à 90 jours elles sont toutes les deux inférieures à la résistance du béton témoin BT(S)350 de 2% (0.08MPa) et de 4% (0.15MPa).

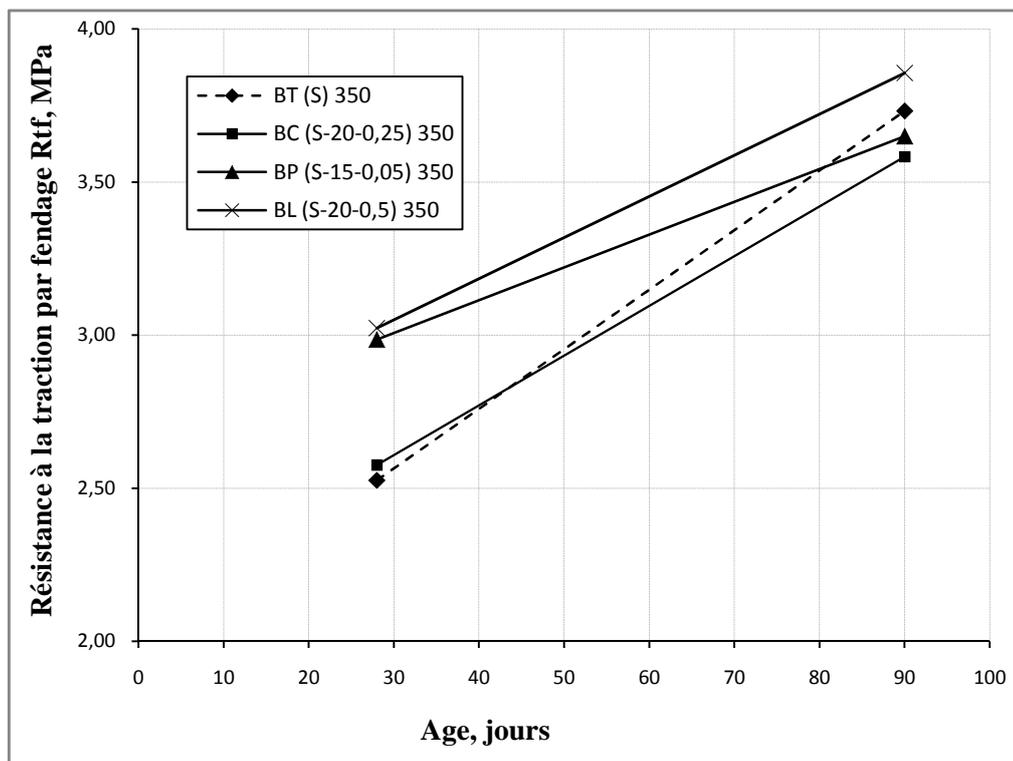


Figure III.34: Variation de la résistance à la traction par fendage des bétons avec ajouts et superplastifiant, en fonction de l'âge

III.3.3.5. Absorption

Les résultats d'essai d'absorption pour les bétons BT(S)350, BC(S-20-0.25)350, BP(S-15-0.05)350 et BL(S-20-0.5)350 sont représentés sur la **Figure III.35**.

Le béton BL(S-20-0.5)350 présente le coefficient d'absorption le plus faible avec 2.88%, suivie du béton à la pouzzolane BP(S-15-0.05)350 avec 3.07%, et du béton au calcaire BC(S-20-0.25)350 avec 3.15%.

Les coefficients d'absorption des bétons BL(S-20-0.5)350, BP(S-15-0.05)350 et BC(S-20-0.25)350 sont inférieurs au coefficient d'absorption du béton témoin BT(S)350, de 28%, 23% et 21%.

Généralement, les bétons ayant une absorption inférieure à 10% sont considérés comme de bons bétons.

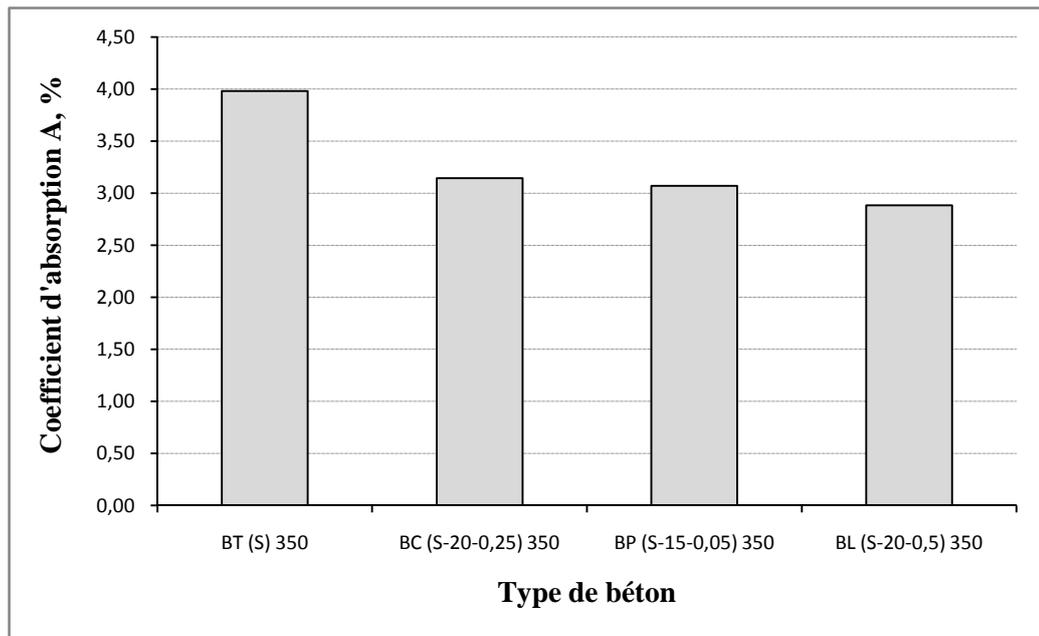


Figure III.35: Variation du coefficient d'absorption d'eau des bétons avec ajouts et superplastifiant

III.3.3.6. Coefficient de ramollissement

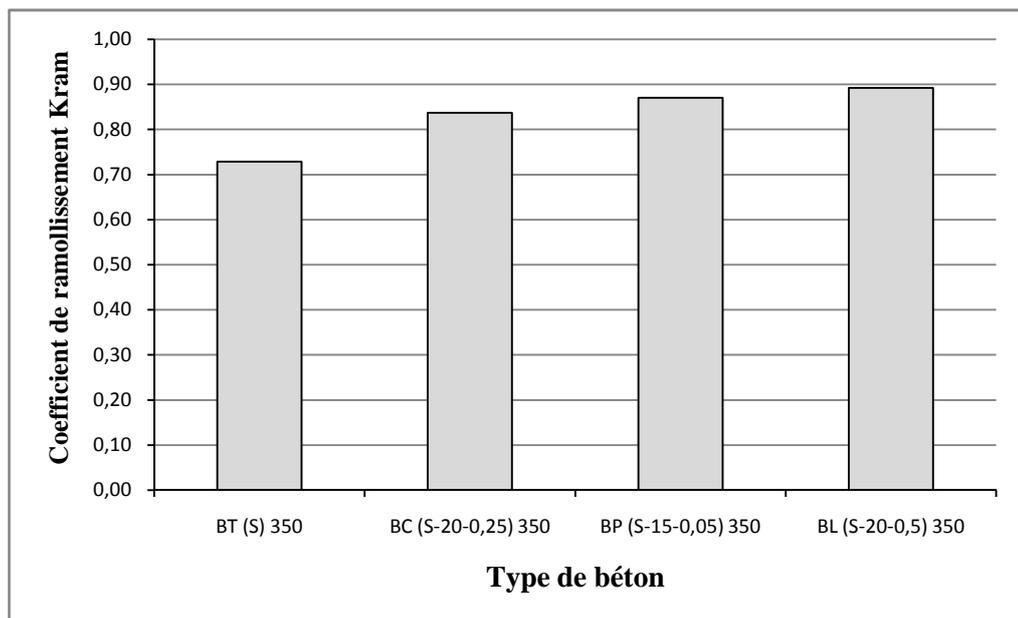


Figure III.36: Variation du coefficient de ramollissement des bétons avec ajouts et superplastifiant

Le béton BL(S-20-0.5)350 présente un coefficient de ramollissement égal à 0.89, supérieur au coefficient de ramollissement du béton témoin BT(S)350 de 22%. Ceux des bétons BP(S-15-0.05)350 et BC(S-20-0.25)350 sont de 0.87 et 0.84 respectivement, et sont supérieurs de 19% et 15% au coefficient de ramollissement du béton témoin BT(S)350.

Les coefficients de ramollissement des bétons BL(S-20-0.5)350, BP(S-15-0.05)350 et BC(S-20-0.25)350 sont supérieurs à 0.8, ils sont alors considérés comme résistants à l'eau.

On remarque que les valeurs du coefficient de ramollissement pour les bétons BT(S)350, BC(S-20-0.25)350, BP(S-15-0.05)350 et BL(S-20-0.5)350 sont inversement proportionnels aux valeurs du coefficient d'absorption.

III.3.3.7. La déformabilité

Les déformations élasto-instantanées longitudinales (ϵ_{1el}) et les déformations élasto-instantanées totales longitudinales (ϵ_{1Tel}) des bétons BT(S)350, BC(S-20-0.25)350, BP(S-15-0.05)350 et BL(S-20-0.5)350 en fonction des contraintes relatives sont représentées sur les **Figures III.37 et III.38**.

Les déformations élasto-instantanées transversales (ϵ_{2el}) et les déformations élasto-instantanées totales transversales (ϵ_{2Tel}) des bétons BT(S)350, BC(S-20-0.25)350, BP(S-15-0.05)350 et BL(S-20-0.5)350 en fonction des contraintes relatives sont représentées sur les **Figures III.39 et III.40** respectivement. On remarque que le béton BT(S)350 présente des déformations transversales (ϵ_{2el}) et (ϵ_{2Tel}) plus élevées que celles des autres types de béton.

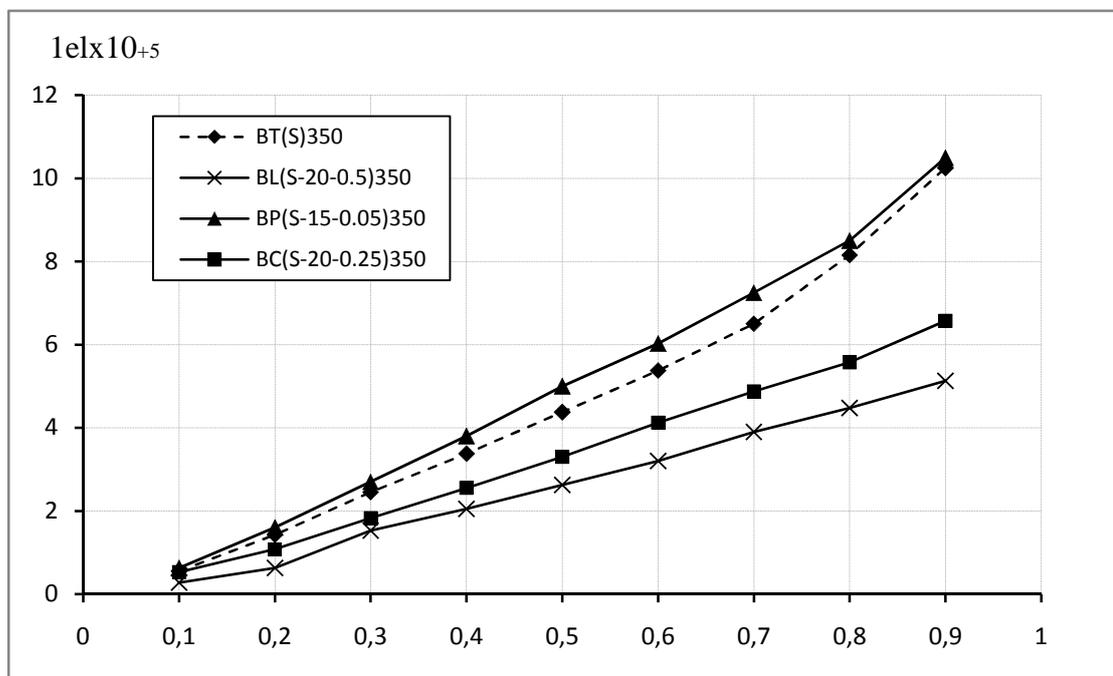


Figure III.37: Déformations élasto-instantanées longitudinales du béton ϵ_{1el} en fonction des contraintes relatives pour les séries de prismes BT(S)350, BL(S-20-0.5)350, BP(S-15-0.05)350 et BC(S-20-0.25)350

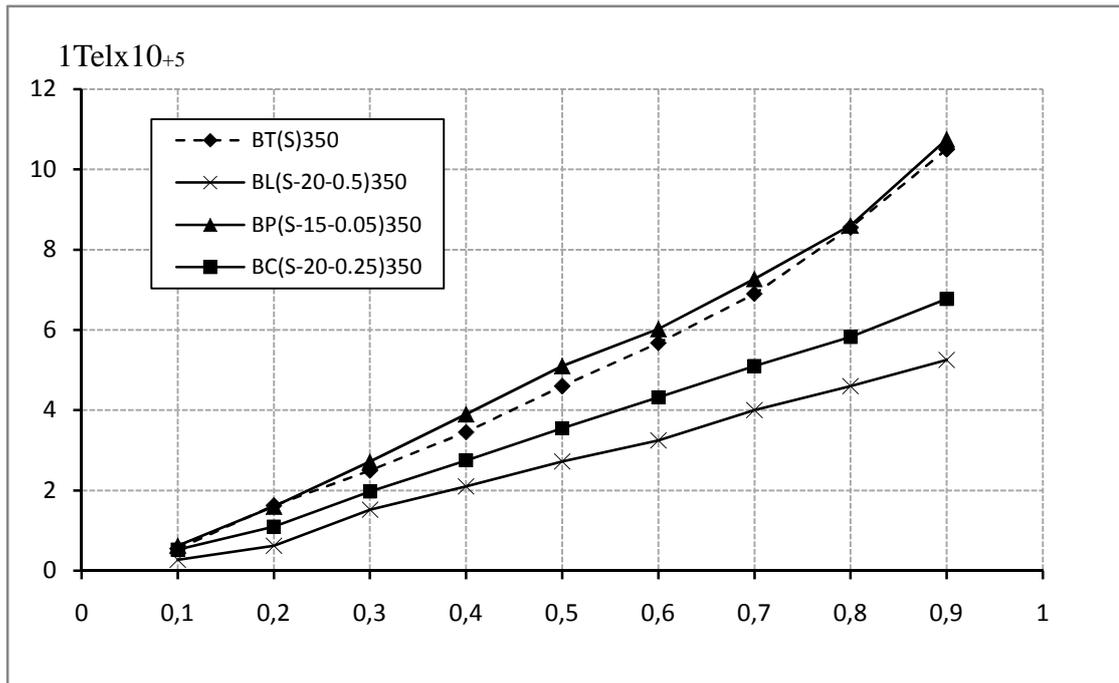


Figure III.38: Déformations élasto-instantanées totales longitudinales du béton $1Tel$ en fonction des contraintes relatives pour les séries de prismes BT(S)350, BL(S-20-0.5)350, BP(S-15-0.05)350 et BC(S-20-0.25)350

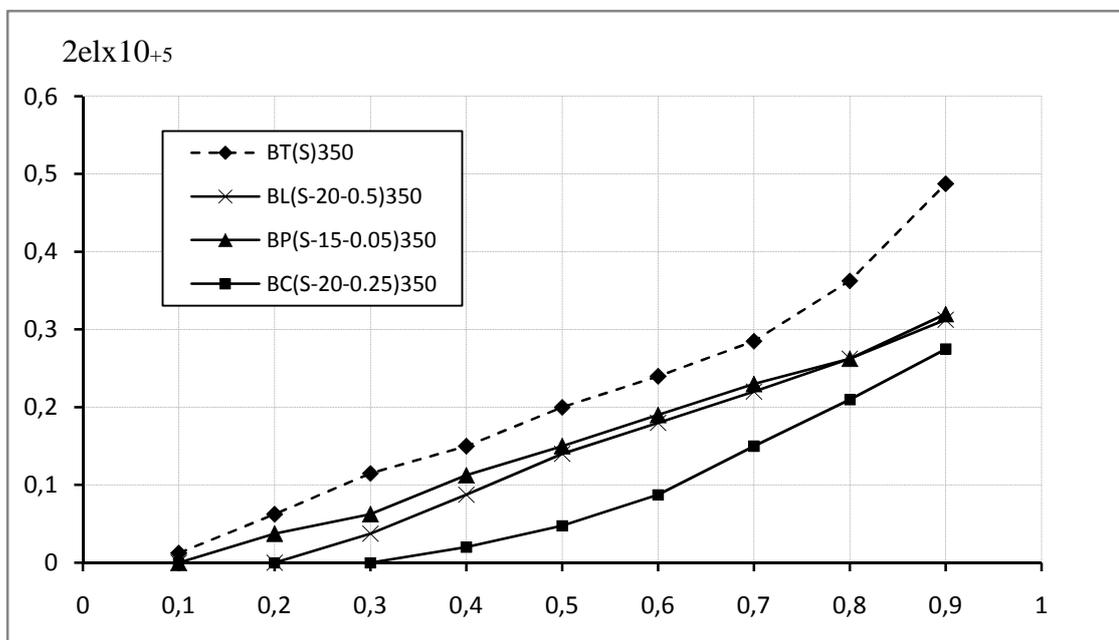


Figure III.39: Déformations élasto-instantanées transversales du béton $2el$ en fonction des contraintes relatives pour les séries de prismes BT(S)350, BL(S-20-0.5)350, BP(S-15-0.05)350 et BC(S-20-0.25)350

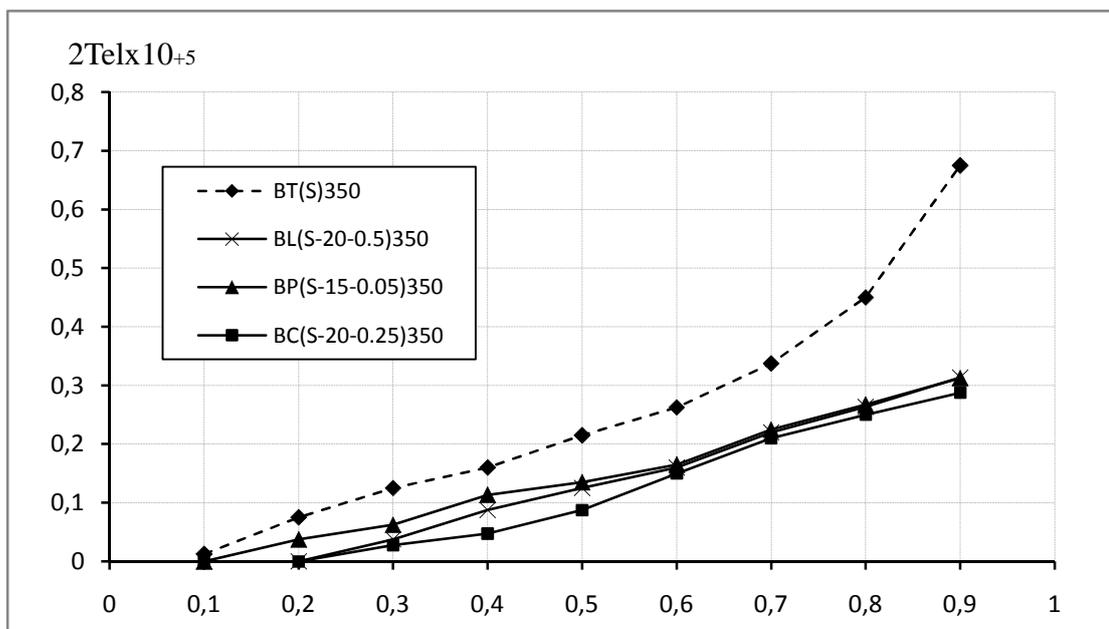


Figure III.40: Déformation élasto-instantanées totales transversales du béton 2Tel en fonction des contraintes relatives pour les séries de prismes BT(S)350, BL(S-20-0.5)350, BP(S-15-0.05)350 et BC(S-20-0.25)350

Les valeurs du module de déformabilité pour des contraintes relatives différentes, pour les quatre bétons BT(S)350, BC(S-20-0.25)350, BP(S-15-0.05)350 et BL(S-20-0.5)350 sont représentés sur la **Figure III.41**. On remarque sur la figure que le module de déformation diminue avec l'augmentation de la contrainte.

Les modules de déformabilité des bétons BL(S-20-0.5)350 et BC(S-20-0.25)350 sont les plus élevés et ceux des bétons BT(S)350 et BP(S-15-0.05)350 sont les plus bas.

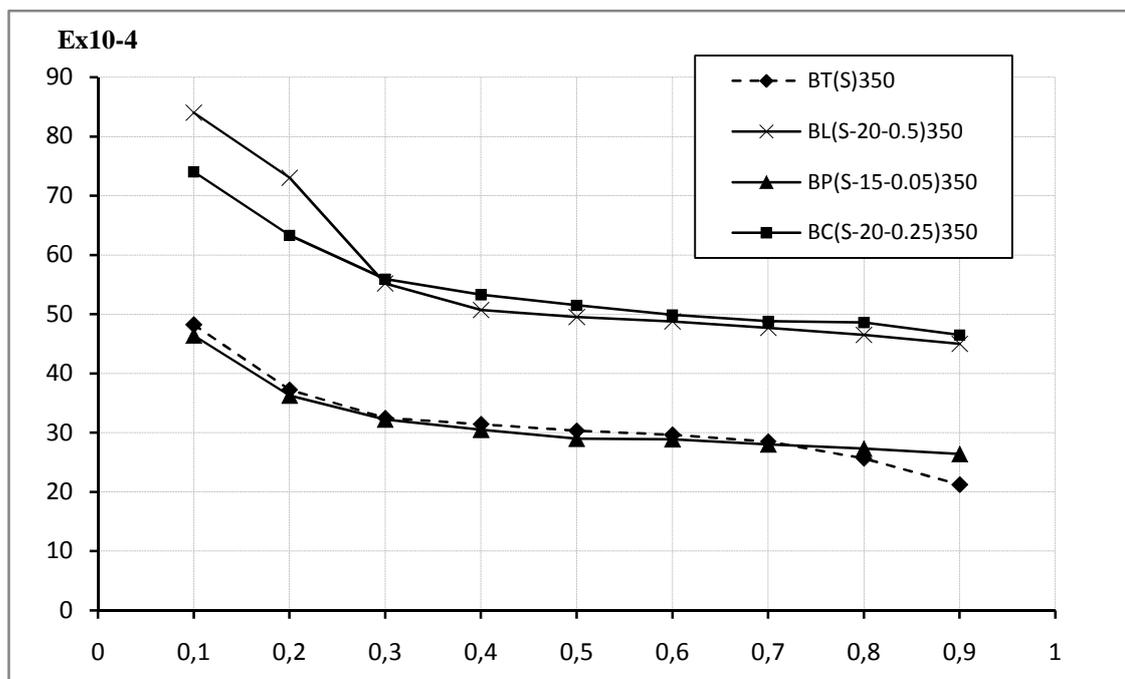


Figure III.41: Module de déformabilité E du béton en fonction des contraintes relatives pour les séries de prismes BT(S)350, BL(S-20-0.5)350, BP(S-15-0.05)350 et BC(S-20-0.25)350

La **Figure III.42** présente le module d'élasticité des bétons BT(S)350, BP(S-15-0.05)350, BL(S-20-0.5)350 et BC(S-20-0.25)350. Elle montre que le béton BC(S-20-0.25)350 présente un module d'élasticité plus élevé par rapport aux autres types de béton, suivi du béton BL(S-20-0.5)350. Les modules d'élasticité des bétons BT(S)350 et BP(S-15-0.05)350 sont équivalents et présentent les plus bas modules d'élasticité.

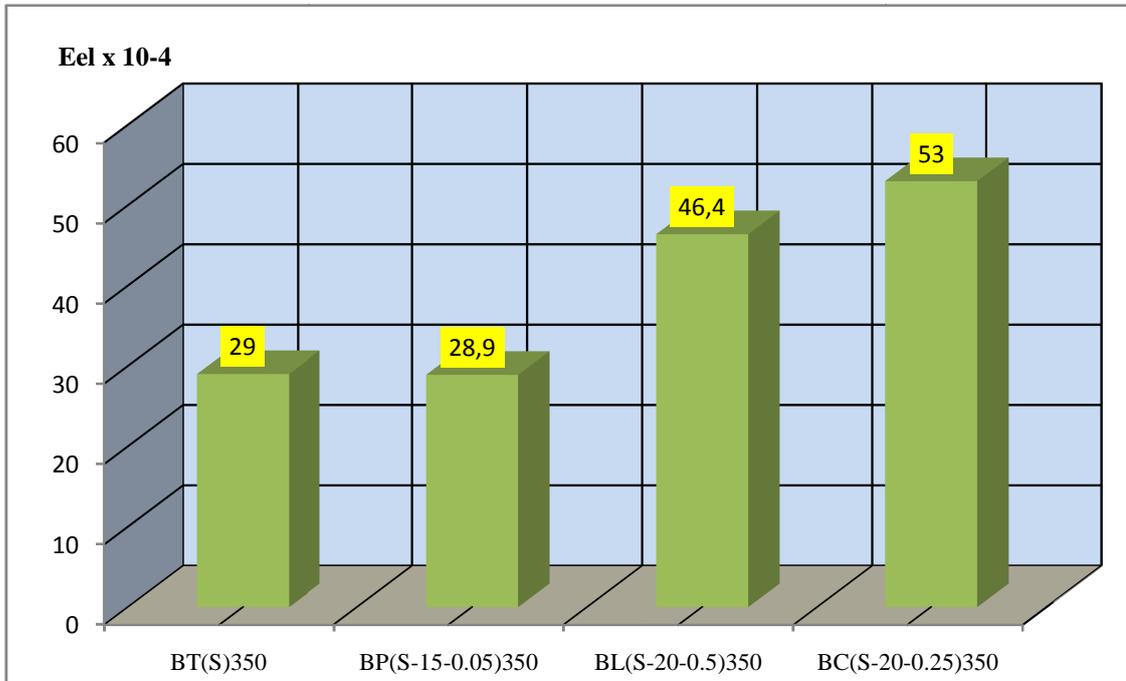


Figure III.42: Module d'élasticité des bétons BT(S)350, BL(S-20-0.5)350, BP(S-15-0.05)350 et BC(S-20-0.25)350

Conclusion Générale

L'objectif de ce travail était d'évaluer expérimentalement l'effet des ajouts minéraux et adjuvants fluidifiants sur les propriétés du béton frais et durci (rhéologie, résistances mécaniques, durabilité). Dans ce contexte trois ajouts minéraux avec des pourcentages de 10, 15 et 20% de la masse du ciment ont été utilisés : un ajout hydraulique latent, un ajout pouzzolanique et un ajout inerte, à savoir, du laitier de haut fourneau granulé broyé, de la pouzzolane naturelle et du calcaire. L'adjuvant fluidifiant utilisé était un superplastifiant haut réducteur d'eau introduit avec des dosages de 0.05, 0.25 et 0.5%. L'introduction des ajouts minéraux dans les mélanges de béton, a été faite lors du malaxage des constituants du béton. La formulation des bétons a été faite par deux méthodes : la méthode de Scramtaïev et la méthode de Dreux- Gorisse.

L'analyse des résultats expérimentaux a permis de conclure que :

Pour les Bétons avec ajouts minéraux seuls

- ❖ L'introduction des ajouts minéraux dans le béton :
 - provoque une certaine amélioration dans la consistance (l'affaissement au cône d'Abrams) pour un dosage donné d'ajout minéral comme pour les bétons BL(S-10)350, BL(S-10)400, BC(S-10)400, Cela dépend du type, finesse et quantité d'ajout, la méthode et les paramètres de formulation.
 - ou la diminution directe de l'affaissement, donnant un béton de consistance plus ferme. Cela est attribué à la forte proportion d'éléments fins (ciment + ajout) dans les mélanges de béton, qui provoque un manque en eau pour la lubrification.
 - permet l'obtention de résistances supérieures à celles des bétons avec ciment seul, et même supérieures à celles des bétons avec de plus grands dosages en ciment, et cela avec un coût relativement moindre.

- ❖ La *Résistance à la compression*:
 - Pour C = 350 kg/m³, et pour les 2 méthodes de formulation**
 - À chaque âge il y a un type d'ajout qui devance les deux autres dans la progression de sa résistance.
 - à 7 jours, les bétons avec ajout calcaire;
 - à 28 jours, les bétons avec ajout laitier;
 - et à 90 jours, les bétons avec ajout pouzzolane.

Pour C = 400 et 500 kg/m³

cette tendance est perdue ou modifiée. Ça peut être attribué, au dosage en ciment supérieur, d'où la quantité supérieure d'éléments fins (ciment + ajout), qui se répercute sur le serrage des plus gros éléments, et aussi sur la cinétique des réactions chimiques entre ciment et ajouts minéraux.

Bétons avec ajouts minéraux & adjuvant fluidifiant

- ❖ L'étude de l'effet combiné des ajouts minéraux et de l'adjuvant fluidifiant sur la consistance et la résistance à la compression des bétons a été faite sur trois (03) formulations de bétons avec ajouts minéraux : BC(S-20)350, BP(S-15)350 et BL(S-20)350, incorporant trois pourcentages de superplastifiant (0.05, 0.25 et 0.5%).
 - L'effet de l'incorporation du superplastifiant sur la consistance des bétons : BC(S-20)350, BP(S-15)350 et BL(S-20)350 a été l'augmentation de l'affaissement avec l'augmentation du dosage en superplastifiant.
 - Mais bien que l'effet attendu de l'incorporation du superplastifiant en maintenant un dosage en eau constant ait été vérifié en ce qui concerne la consistance. Notre attente à garder la même résistance à la compression ne s'est pas vérifiée. On a vu les résistances mécaniques des bétons BC(S-20)350, BP(S-15)350 et BL(S-20)350 diminué après l'incorporation du superplastifiant. Cela peut être dû à : l'incompatibilité du ciment et du superplastifiant ou, l'entraînement de l'air par le superplastifiant.
- ❖ L'évolution de la perte d'affaissement, la résistance à la compression, la résistance à la flexion, la résistance à la traction par fendage, l'absorption d'eau, la résistance à l'eau, et la déformabilité des bétons BL(S-20-0.5)350, BP(S-15-0.05)350, BC(S-20-0.25)350 et BT(S)350 a été étudié, et on a trouvé que :
 - Le béton BL(S-20-0.5)350 présente des valeurs supérieures pour ces propriétés par rapport aux bétons BP(S-15-0.05)350, BC(S-20-0.25)350 et BT(S)350, sauf pour le module d'élasticité, pour lequel le béton BC(S-20-0.25)350 présente une valeur supérieure.

Recommandations

- pour limiter les paramètres variables dans les formulations de bétons avec ajouts minéraux et permettre de mettre plus clairement en évidence l'effet de leur incorporation sur les propriétés rhéologiques et mécaniques, et leur incidence sur le côté économique, il sera intéressant de choisir le remplacement par des ajouts minéraux :

- soit du ciment ;
- soit du sable ;
- soit du sable + gravier

avec des pourcentages allant de 0 à 100%, et un pas de 10.

Par la suite, la consistance du béton témoin pourra être maintenue par l'introduction d'une quantité adéquate d'adjuvant fluidifiant afin de permettre de mettre en évidence son effet sur les résistances mécaniques par rapport aux bétons avec et sans ajouts minéraux.

- Etudier un seul ajout minéral avec des finesses variables, ou plusieurs ajouts avec une même finesse, ou une combinaison des deux.
- Etudier les propriétés de ces bétons pour différentes températures de mûrissement.
- Etudier les propriétés de ces bétons face aux agressions chimiques.
- Etudier des matériaux disponibles localement, susceptibles d'être utilisés comme ajouts minéraux.

Références Bibliographiques

- Aïtcin, P.-C. (2001). *Bétons haute performance*. Paris : Editions Eyrolles.
- Aïtcin, P.-C., & Baron, J. (1997). Les adjuvants normalisés pour bétons. Dans J. Baron et J.-P. Ollivier (Ed.), *Les bétons bases et données pour leur formulation* (pp. 87-141). Paris : Editions Eyrolles.
- Alexandre, J., & Sebileau, J.-L. (1988). *Le laitier de haut fourneau*. Paris : C.T.P.L.
- Barnett, S.J., Soutsos, M.N., Millard, S.G., & Bungey, J.H., (2006). Strength development of mortars containing ground granulated blast-furnace slag: Effect of curing temperature and determination of apparent activation energies. *Cement and Concrete Research*, 36, 434-440.
- Baron, J., Ollivier, J.P., & Weiss, J.C. (1996). Les ciments courants. Dans J. Baron & J.P. Ollivier (Ed.), *Les bétons : Bases et données pour leur formulation* (pp. 1-22). Paris : Editions Eyrolles.
- Bessa, A. (2003). Evaluation de la contribution des additions minérales à l'activité liante du ciment dans les mortiers. Dans *XXI^{èmes} Rencontres Universitaires de Génie Civil, Prix « Rene Houpert »*, Université La Rochelle, 2-3 Juin 2003 (pp. 39-48).
- Bortzmeyer, D., Ducerf, S., Isambourg, P., & Lesueur, D. (2001). Des peintures au ciment. Dans Coussot, P., & Grossiord, J.-L (Ed.), *Comprendre la rhéologie de la circulation du sang à la prise du béton* (pp. 159-190). France: EDP Sciences Editions.
- Boudchicha, A. (2007). *Utilisation des additions minérales et des adjuvants fluidifiants pour l'amélioration des propriétés rhéologiques et mécaniques des bétons* (Thèse de doctorat). Université Mentouri, Constantine.
- Bougara, A., Khatib, J., & Khellafi H. (2009). Some parameters affecting the heat of hydration of blast-furnace slag cement. SBEIDCO – 1st International Conference on Sustainable Built Environment Infrastructures in Developing Countries ENSET Oran (Algeria) - October 12-14, 2009.
- Bougara, A., Lynsdale, C., & Ezziane, K. (2009). Activation of Algerian slag in mortars. *Construction and Building Materials*, 23, 542-547.
- Brindha, D., Baskaran, T. & Nagan, S. (2010). Assessment of corrosion and durability characteristics of copper slag admixed concrete. *International Journal of Civil and Structural Engineering*, Volume 1, No 2.
- CEMBUREAU (2010). Rapport d'activité 2009. Retrouvé 13 Octobre 2010, de http://www.cembureau.be/sites/default/files/documents/Rapport%20activite%202009_1.pdf
- Chanvillard, G. (1999). *Le matériau béton: connaissances générales*. Lyon : Aléas Editeur.

- Colette, É. (14/06/2005). Impossible équation. *Jeune Afrique*. Retrouvé 13 Octobre 2010, de <http://www.jeuneafrique.com/Article/LIN12065imposnoitau0/#axzz1M8xte05v>
- De Larrard, F. (2002). Constituants du matériau béton. Dans F. De Larrard (Ed.), *Construire en béton : L'essentiel sur les matériaux* (pp. 21-37). Paris : Presses de l'école nationale des ponts et chaussées.
- Dreux, G., & Festa, J. (1998). *Nouveau guide du béton et de ses constituants*. Paris : Editions Eyrolles.
- Dupain, R., Lanchon, R., & Saint Arroman, J.C. (1995). *Granulats, sols, ciments et bétons*. Paris : Editions Casteilla.
- Escalante-Garcia, J.I., Espinoza-Perez, L.J., Gorokhovskiy, A., & Gomez-Zamorano, L.Y. (2009). Coarse blast furnace slag as a cementitious material, comparative study as a partial replacement of Portland cement and as an alkali activated cement. *Construction and Building Materials*, 23, 2511-2517.
- Ghrici, M., Kenai, S., & Meziane, E. (2006). Mechanical and durability properties of cement mortar with Algerian natural pozzolana. *J Mater Sci*, 41, 6965-6972.
- Guettala, S. (2007). *Etude de l'influence de l'ajout du sable de dune finement broyé aux ciments sur la stabilité des bétons* (Mémoire de magister). Université Mohamed Khider, Biskra.
- Komar, A. (1978). *Matériaux et éléments de construction*. Moscow : Editions Mir.
- Kosmatka, S.H., Kerkhoff, B., & Panarese, W.C. (2002). *Design and control of concrete mixtures*, 14th edition. USA : Portland Cement Association.
- Lanchon, R. (1977). *Cours de laboratoire : granulats, bétons, sols*. Paris : Desforges.
- Lawrence, P., Cyr, M., & Ringot, E., (2005). Mineral admixtures in mortars effect of type, amount and fineness of fine constituents on compressive strength. *Cement and Concrete Research* , 35, 1092-1105.
- Le Petit Larousse (2010).
- Malhotra, V. M., & Mehta, P. K. (1996). *Pozzolanic and cementitious materials*. Amsterdam : Overseas Publishers Association.
- Malier, Y. (1992). L'utilisation du BHP dans une approche « système » de la construction. Dans Y. Malier (Ed.), *Les bétons à hautes performances, caractérisation, durabilité, applications* (pp. 03-21). Paris : Presses de l'école nationale des ponts et chaussées.
- MEM (2010). Bilan des activités minières 2009. Retrouvé 13 Octobre 2010, de http://www.mem-algeria.org/fr/statistiques/Bilan_Activites_Minieres_2009_edition_2010.pdf
- Meyer, C. (2009). The greening of the concrete industry. *Cement & Concrete Composites*, 31(8), 601-605.

- Neville, A. M. (2000). *Propriétés des bétons*. Paris : Editions Eyrolles.
- Newman, J., & Choo, B. S. (2003). *Advanced concrete technology : Constituent materials*. Great Britain : Butterworth-Heinemann.
- Organisation des Nations Unies (2010-08-03). 7. a) *Protocole de Kyoto à la Convention-cadre des Nations Unies sur les changements climatiques, Kyoto, 11 décembre 1997*. Retrouvé le 09 Septembre 2010, de <http://treaties.un.org/doc/publication/mtdsg/volume%20ii/chapter%20xxvii/xxvii-7-a.fr.pdf>
- Refrafi, S. (2009). *Influence des ajouts sur les caractéristiques physico-mécaniques des mortiers et des bétons* (Mémoire de magister). Université Mohamed Khider, Biskra.
- Soroka, I. (1993). *Concrete in hot environments*. London : E & FN SPON.
- Sri Ravindrarajah, R. (2003). Bleeding of fresh concrete containing cement supplementary materials. *The Ninth East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction*, Bali, Indonesia, 16-18 December 2003.
- Targan, ., Olgun, A., Erdogan, Y., & Sevinc, V. (2003). Influence of natural pozzolan, colemanite ore waste, bottom ash, and fly ash on the properties of Portland cement. *Cement and Concrete Research*, 33,1175-1182.
- Venuat, M. (1989). *La Pratique des ciments, mortiers et bétons, Tome 1 (2^e éd.)*. Paris : Éditions du Moniteur.