

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
قسم: الهندسة المدنية والري
المرجع:.....

Thèse présentée en vue de l'obtention
Du diplôme de
Doctorat en : Génie Civil

Spécialité (Option) : Modélisation des matériaux et des structures

***Comportement des bétons : expérimentation et modélisation
des paramètres technologiques influant les propriétés
physico-chimiques, mécaniques et rhéologiques des bétons
frais et durcis***

Présentée par :

Drissi Mounsif

Directeur de thèse :

Docteur : **Mezghiche Bouzidi**

Soutenue publiquement le: 26/04/2018

Devant le jury composé de :

Pr. MELLAS Mekki	Professeur	Président	Université de Biskra
Dr. MEZGHICHE Bouzidi	Maître de Conférences 'A'	Rapporteur	Université de Biskra
Pr. GUETTALA Abdelhamid	Professeur	Examineur	Université de Biskra
Pr. KRIKER Abdelouahed	Professeur	Examineur	Université d'Ouargla
Pr. CHEBILI Rachid	Professeur	Examineur	Université de Biskra
Dr. TAALLAH Bachir	Maître de Conférences 'A'	Examineur	Université de Biskra

Remerciement

Remerciements

Je voudrais exprimer ma profonde reconnaissance à Monsieur **Dr. MEZGHICHE Bouzidi**, Maître de conférence à l'Université Mohamed Khider de Biskra, pour la confiance qu'il m'a accordé en acceptant d'être le directeur de ce travail. J'ai pu apprécier ses compétences scientifiques et il a su me faire profiter de son expérience et de ses directives fructueuses. Je tiens à exprimer mes sincères remerciements aux membres du jury pour l'honneur qu'ils m'ont fait en acceptant à la participation de l'évaluation de ce travail et de bien vouloir le juger.

Je remercie vivement Monsieur **Pr. Mellas Mekki**, Professeur à l'Université Mohamed Khider de Biskra pour l'honneur qu'il m'a fait en acceptant de présider le jury de soutenance, je tiens à lui exprimer ma profonde reconnaissance.

Je tiens à exprimer mes sincères remerciements aux membres du jury, **Pr. Guettala Abdelhamid, Pr. Kriker Abdelouhed, Pr. CHEBILI Rachid** et **Dr. Taallah Bachir** pour l'honneur qu'ils m'ont fait en acceptant à la participation de l'évaluation de ce travail et de bien vouloir le juger.

Je remercie le Mezghiche Khalil pour son soutien et sa disponibilité qui m'ont beaucoup aidé.

Je tiens à remercier à toute l'équipe du laboratoire de qualité de la cimenterie d'Ain El kebira pour m'avoir permis d'intégrer le laboratoire de la cimenterie, ainsi que pour leur accueil et leur confiance.

Merci à toute l'équipe du laboratoire de Génie civil de L'UMKB, thésards, personnel et toutes les personnes qui ont collaboré de près ou de loin à ce projet : Messoud Tamaarat, Khoudjia Lyes, et, pour leurs disponibilités, leur enthousiasme, leur bonne humeur et pour le partage de leurs connaissances.

Merci enfin à mes chers parents et ma femme, leur patience et leur précieux appui en toutes circonstances et à tous les niveaux, un grand merci à ma sœur, mes frères et mes amis pour leurs encouragements et leur dévouement.

Dédicace

Je dédie ce travail:

A ma famille en particulier :

Mes parents

Ma femme

Ma sœur et Mes frères

A tous mes amis.

Résumés

Résumé

Les bétons connaissent depuis plusieurs décennies une évolution remarquable en matière de rhéologie à l'état frais et de comportement mécanique à l'état durci. Ces avancées techniques sont le résultat d'une recherche scientifique accrue dans le domaine de la physico-chimie des matériaux cimentaires.

Les propriétés les plus importantes des matériaux de construction déterminent le domaine de leur application. Par conséquent la connaissance approfondie des propriétés de ses matériaux autorisera le choix rationnel du matériau approprié du point de vue technique et économique.

Dans ce travail est d'évaluer l'influence des paramètres technologiques sur la qualité des bétons frais et durcis en trois étapes, la première étape est d'évaluer l'influence des paramètres cas par cas tels que la quantité et la qualité des ciments, la finesse du ciment, le rapport Eau/Ciment, le rapport Gravier/Sable, La granulométrie des granulats, La propreté des granulats et les proportions des constituants, Le deuxième étape est d'évaluer expérimentalement l'influence d'un ensemble des paramètres technologiques sur les caractéristiques physico-mécaniques, rhéologique, des bétons frais et durcis, La troisième étape est l'amélioration des performances mécaniques par des additions minérales.

A travers les résultats expérimentaux obtenus par la deuxième étape, des relations théoriques permettant de relier les entre les paramètres technologiques du béton et les résistances à 3 jours, 7 jours, 28 jours et 90 jours.

Les résultats obtenus sont très acceptables et cela demande une prise en considération de ces paramètres pour obtenir un béton durable et d'une résistance suffisante et d'une bonne ouvrabilité.

Abstract

The concretes are aware since several decades a remarkable evolution in the field of rheology in the fresh state and mechanical behavior in the hardened state. These technical advances are the result of a scientific research increased in the field of physico-chemistry of cementitious materials.

The most important properties of the materials of construction determine the area of their application. Therefore the thorough knowledge of the properties of its materials will allow the choice rational of the appropriate material from a technical and economic point of view.

In this work is to assess the influence of the technological parameters on the quality of fresh concretes and cured in three stages, the first step is to assess the influence of parameters on a case by case basis such that the quantity and quality of cements, the fineness of the cement, the water/cement ratio, the report gravel/sand, the particle size of the aggregates, the cleanliness of the aggregates and the proportions of the components (sand, cement, water, gravel...), the second step is to experimentally evaluate the influence of a set of technological parameters on the physico-mechanical rheological,, of concretes fees and hardened, the third step is the improvement of the mechanical performance by additions mineral.

Through the experimental results obtained by the second step, theoretical relationships that link the between the technological parameters of the concrete and the resistors to 3days, 7days, 28 days and 90 days.

The results obtained are very acceptable and this request a socket on account of these setting to obtain a durable concrete and a sufficient resistance and a good workability.

Key words. *Technological Parameters, experimentation, modeling and simulation, and physico-chemical properties, mechanical and rheological, fresh concretes and cured.*

ملخص

تعتبر الخرسانة من أهم مواد البناء عبر العصور، وذلك لخصائصها المثالية كالمقاومة الميكانيكية للضغط، سهولة النقل والوضع والتشكيل، إمكانية الحصول عليها بأسعار تفضيلية أي اقتصادية.

منذ استعمالها لأول مرة والإنسان يبحث جاهدا لتحسين خصائصها لتكون أكثر مقاومة وأحسن لدونه.

في هذا البحث درست جملة من العوامل المؤثرة في جودة الخرسانة ومنها تأثير كمية الماء والاسمنت، نعومة ونوعية الاسمنت، نسبة الحصى إلى الرمل، النسبة بين مركبات الخرسانة و مدى النقل جودة ونظافة المواد المستعملة و استخدام الإضافات المعدنية.. الخ.

النتائج المتحصل عليها بينت مدى تأثير هذه العوامل في خصائص جودة الخرسانة كالمقاومة الميكانيكية للضغط، سهولة النقل والوضع والتشكيل، وهذا مما يستدعي مراعاتها للحصول على خرسانة ذات مقاومة ميكانيكية جيدة وسيولة معتبرة.

انطلاقا من النتائج التجريبية تمكنا من استخراج علاقات نظرية تسمح باستنباط مقاومة الضغط للخرسانة والاكتناز والسيولة عن طريق العوامل التكنولوجية.

Table des matières

Table des matières

Liste des figures.....	I
Liste des tableaux.....	V
Introduction générale.....	01
1. Chapitre.1. Les constituants des bétons	
I.1. Introduction.....	4
I.2. Le ciment	4
I.2.1. Fabrication du ciment portland	4
I.2.2. Les constituants de base du ciment.....	6
I.2.2.1. Le Clinker	6
I.2.2.2. Le gypse.....	6
I.2.3. Classification normalisées des ciments.....	6
I.2.3.1. Classification d’après la composition.....	6
I.2.3.2. Classification d’après leur classe de résistance.....	7
I.2.3.3. Autre ciments.....	8
I.2.4. Hydratation du ciment portland.....	9
I.2.4.1. Hydratation des silicates.....	9
I.2.4.2. Hydratation des aluminates.....	9
I.2.4.3. Mécanismes d’hydratation d’un ciment Portland.....	10
I.2.5. Propriétés des ciments courants.....	12
I.2.5.1. Comportement physico-chimique de la pâte	12
I.2.5.2. Indice d’hydraulicité (indice de Vicat).....	12
I.2.5.3. Prise.....	12
I.2.5.4. Durcissement.....	13
I.2.5.5. Finesse de mouture (finesse Blaine).....	13
I.2.5.6. Retrait et fissuration.....	13
I.2.5.7. Résistances mécaniques.....	14
I.3. Les Granulats.....	14
I.3.1. Origine des granulats.....	14
I.3.2. Différents types de granulats.....	14
I.3.3. Les caractéristiques des granulats.....	15
I.3.3.1. Les caractéristiques géométriques.....	15
I.3.3.2. Caractéristiques physiques.....	17
I.3.3.3. Les caractéristiques mécaniques.....	20
I.3.3.3.1. L’Essai Los Angeles.....	20
I.4. L’eau de gâchage	20
I.4.1. Rôle de l’eau de gâchage.....	20
I.4.2. Type des eaux.....	21
I.4.3. Aptitude à l’emploi.....	21

I.4.4.	Les critères d'évaluation de la norme « EN 1008 »	21
I.5.	Adjuvants.....	22
I.5.1.	Le mode d'action des adjuvants.....	22
I.5.2.	Classification.....	22
I.5.3.	Autres adjuvants	22
I.6.	Les additions minérales utilisées.....	23
I.6.1.	Définition.....	23
I.6.2.	Avantage des additions minérales.....	23
I.6.3.	Les additions minérales utilisées.....	24
I.6.3.1.	La pouzzolane naturelle.....	24
I.6.3.2.	Le laitier de haut fourneau.....	24
I.6.3.3.	Le sable de dune finement broyé.....	25
I.7.	Propriétés des bétons	25
I.7.1.	Propriétés physiques.....	25
I.7.1.1.	Ouvrabilité et maniabilité.....	25
I.7.1.2.	Porosité et compacité.....	25
I.7.1.3.	Déformabilité.....	26
I.7.1.3.1.	La rhéologie.....	26
I.7.1.3.2.	Élasticité du béton.....	26
I.7.1.3.2.1	Le modèle bisphère.....	26
I.7.1.3.2.2	Le modèle trisphère.....	27
I.7.1.4.	Le retrait.....	27
I.7.1.4.1.	Retrait à très jeune âge (avant prise).....	28
I.7.1.4.2.	Retrait endogène (hydraulique).....	28
I.7.1.4.3.	Retrait thermique.....	28
I.7.1.4.4.	Retrait de dessiccation (séchage).....	28
I.7.1.4.5.	Limitation du phénomène de retrait.....	28
I.7.2.	Propriétés mécaniques.....	29
I.7.2.1.	La résistance en compression.....	29
I.7.2.2.	La résistance en traction.....	29
I.7.2.3.	La résistance en traction par flexion.....	29
I.7.2.4.	La résistance en traction par fendage.....	30
I.7.2.5.	La résistance en traction directe.....	30
I.7.3.	Propriété physico-mécaniques	31

I.7.3.1.	Durabilité.....	31
I.7.3.1.1.	Principaux mécanismes de dégradation.....	31
I.7.3.1.1.1	La corrosion des armatures.....	31
I.7.3.1.1.2	Gel/dégel.....	31
I.7.3.1.1.3	Alcali-réaction.....	31
I.7.3.1.1.4	Autres attaques chimiques.....	31
I.8.	Conclusion.....	32

II CHAPITRE II : Influence des paramètres technologiques sur le comportement du béton

II.1.	Introduction	33
II.2.	Influence du ciment.....	33
II.2. 1.	Influence de la quantité du ciment.....	33
II.2.2.	Influence de type du ciment.....	35
II.2.3.	Influence de Classe de résistance.....	36
II.2.4.	l'influence de la Finesse des ciments.....	38
II.3.	Influence des eaux.....	39
II.3.1.	Influence du rapport eau sur ciment.....	39
II.3.2.	Influence des qualités de l'eau.....	40
II. 4.	Influence des granulats.....	42
II. 4.1.	Le rapport G/S.....	42
II. 4.2.	Granularité des graviers.....	45
II. 4.3.	Granularité des sables.....	45
II. 4.4.	Influence de la taille maximale du granulat.....	45
II. 4.5.	Coefficient d'aplatissement des gravillons.....	47
II. 4.6.	Propreté des granulats.....	47
II. 5.	L'influence de l'Adjuvant.....	48
II. 6.	L'influence des additions minérales.....	49
II. 7.	INFLUENCE DE LA TEMPERATURE ET DE L'HUMIDITE.....	50
II. 7. 1.	Influence de la Température.....	50
II. 7.2.	L'influence de l'Humidité.....	51
II.8.	Conclusion.....	53

III CHAPITRE III : Matières premières, formulation des bétons et mesures expérimentales

III.1	Introduction.....	54
III.2	Normes consultées.....	54
III.3	Matière première.....	54
III.3.1	Le ciment.....	54
III.3 .1.1	Les caractéristiques chimique et minéralogique des ciments utilisés.....	55
III.3 .1.2.	Les caractéristiques physiques des ciments utilisés.....	56
III.3 .1.3.	Les caractéristiques mécaniques des ciments utilisés.....	58
III.3 .2.	Les Granulats.....	59
III.3 .2.1.	Les caractéristiques géométriques.....	59
III.3 .2.2.	Les caractéristiques Analyse chimique des granulats utilisés.....	60

III.3 .2.3.	Les caractéristiques physiques.....	61
III.3.2.3.1.	Masse volumique.....	61
III.3.2.3.2.	Absorption d'eau.....	61
III.3.2.3.3.	Propreté des granulats.....	61
III.3 .2.4.	Les caractéristiques mécaniques.....	62
III.3 .3.	Les additions minérales.....	63
III.3.4.	Eau.....	64
III.4.	Formulations des bétons.....	64
III.5.	Confection et cure des éprouvettes.....	65
III. 6.	Malaxage du béton.....	65
III.7.	Remplissage et conservation des moules.....	65
III .8.	Programme des essais.....	66
III .8.1.	Propriété physique.....	66
III .8.1.1.	Ouvrabilité.....	66
III .8.1.2.	Compacité.....	68
III .8.1.2.1.	L'essai de Glanville.....	68
III .8.2.	Propriété mécanique.....	69
III .8.2.1.	Résistance à la compression.....	69
III.8.2.2.	Résistance à la flexion.....	71
III.8.2.3.	Résistance à la traction par fendage Rtf.....	73
III.8.2.4.	La déformabilité.....	74
III.8.3.	Durabilité.....	75
III. 8.3.1.	Absorption.....	75
III.8.3.2.	Ramollissement.....	75
III.8.3.3.	Résistance au Gel dégel.....	76
III.8.3.4	Attaques chimiques.....	77
III.9.	Conclusion.....	77
IV	CHAPITRE IV : Présentations des résultats	
IV.1	Introduction.....	77
IV.2	Résultats et discussions.....	77
IV.2.1	Effet des paramètres cas par cas.....	77
IV.2.1.1	L'influence de dosage de ciment.....	77
IV.2.1.2.	L'influence du rapport eau/ciment (E/C).....	80
IV.2.1.3.	L'influence du rapport G /S.....	82
IV.2.1.4.	L'influence de la granulométrie et la propreté des granulats.....	83
IV.2.1.5.	L'influence de l'adjuvant.....	85
IV.2.2	L'étude de l'influence d'un ensemble (groupe) des paramètres technologiques sur les propriétés physico-mécaniques et rhéologiques des bétons frais et durcis.....	85
IV.2.3	Amélioration des performances physico- mécaniques et rhéologiques des bétons frais et durcis.....	100
IV.2.3.1.	La résistance à la compression.....	100
IV.2.3.2.	La résistance à la flexion et la traction par fendage.....	101
IV.2.3.3.	Etude de la durabilité des bétons.....	102
IV.2.3.3.1.	Absorption d'eau par immersion.....	102
IV.2.3.3.2.	Le coefficient de ramollissement.....	103

IV.2.3.3.3.	Gel/dégel.....	103
IV.2.3.3.4.	Attaques chimiques et sulfatique.....	104
IV.2.3.4.	Déformabilité du béton.....	105
IV.2.3.4.1.	Interprétation et discussion.....	109
IV.3.	Conclusion.....	110
	Conclusion générale.....	113
	Références bibliographiques.....	115
	Annexe.....	121

Liste des figures

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : Constituants du béton

N°	Figure	Page
I.1	Schéma général du processus de fabrication du ciment	05
I.2	Forme de clinker.....	06
I.3	Courbe typique de calorimétrie isotherme d'un ciment	10
I.4	Schématisation du dispositif d'essai de traction par flexion	29
I.5	Schématisation du dispositif d'essai de traction par fendage	30
I.6	Schématisation du dispositif d'essai à la traction directe.....	30

CHAPITRE II : Influence des paramètres technologiques sur le comportement du béton

N°	Figure	Page
II.1.	l'influence du dosage en ciment sur la résistance à la compression à court terme du béton.....	33
II.2.	Evolution de la résistance à la compression à 28 jours en fonction du dosage en ciment	34
II.3.	Influence de la quantité du ciment	34
II.4.	Influence du type de ciment sur la résistance à la compression à court terme..	35
II.5.	Développement de la résistance mécanique d'un béton	36
II.6.	Evolution de la résistance à la compression du béton de classe (CPA 32.5 CPJ 42.5)	37
II.7.	Influence de la classe de ciment	38
II.8.	Relation entre la résistance du béton à différents âges et la finesse du ciment	38
II.9.	Relation entre le rapport E/C et la résistance à la compression à 7 jours et le rapport E/C d'n béton confectionné avec un ciment portland à durcissement rapide.....	39
II.10.	l'influence du rapport d'E/C sur la résistance en compression.....	40
II.11.	Variation de la résistance en compression à 28 jours en fonction du rapport G/S	43

II.12.	la résistance à la compression en fonction de rapport G/S	44
II.13.	Effet du rapport gravillon/sable (G/S) sur les propriétés du béton frais.....	44
II.14.	Evolution de la résistance à la compression en fonction de la taille maximale des granulats	46
II.15.	Evolution de la résistance à la compression en fonction de la taille maximale des granulats	46
II.16.	Relation entre l'étalement et le dosage en eau d'un béton avec et sans superplastifiant	48
II.17.	Relation entre résistance et le dosage en eau d'un béton avec et sans superplastifiant	49
II.18.	Influence de la température sur la résistance à la compression d'un béton ..	51
II.19.	Influence de l'humidité sur l'augmentation de la résistance à la compression du béton	52

CHAPITRE III : Matières premières, formulation des bétons et mesures expérimentales

N°	Figure	Page
III.1.	Laboratoire de-Ain Kebira (Spectromètre).....	56
III.2.	Dispositif employé pour le calcul de la consistance, du temps de prise (Vicat).....	56
III.3.	Dispositif employé pour le calcul de la finesse (Blaine).....	57
III.4.	dispositif employé pour le calcul la résistance à la traction, à la compression et à la flexion du ciment.....	58
III.5.	Procédure de tamisage (Laboratoire de GC de l'Université de Biskra).....	59
III.6.	Courbe granulométrique des granulats.....	60
III.7.	dispositif employé pour le calcul de l'équivalent de sable.....	62
III.8.	Appareil de Los Angeles (Laboratoire de GC de l'Université de Biskra).....	62
III.9.	Broyeur utilisé au laboratoire de l'Université de Biskra.....	63
III.10.	Broyeur utilisé au laboratoire de la cimenterie d'Ain kebira.....	63
III.11.	Malaxeur et moules utilisés pendant les essais	66
III.12.	Eprouvettes et bassin de conservation.....	66
III.13.	Tronc de cône	67

III.14.	Schéma récapitulatif de l'utilisation flow test.....	67
III.15.	Schéma récapitulatif de l'utilisation l'appareil Glanville.....	69
III.16.	Presse de force.....	70
III.17.	Résistance à la compression sur cube.....	70
III.18.	Eprouvette après l'essai de compression.....	71
III.19.	Eprouvettes avant et après démoulages.....	71
III.20.	La confection d'éprouvette prismatique.....	72
III.21.	Eprouvette prismatique (10×10×40).....	72
III.22.	Machine de flexion.....	72
III.23.	Eprouvette prismatique soumise à la flexion.....	72
III.24.	Eprouvettes après l'essai de flexion.....	73
III.25.	Dispositif pour l'essai de rupture par fendage.....	73
III.26.	Essai de déformabilité : compression sur prisme de 10x10x40 cm.....	74
III.27.	Essai de déformabilité : mesure des déformations pendant la compression du prisme de 10x10x40 cm.....	74
III.28.	Schéma descriptif de gel du béton.....	76

CHAPITRE IV : Présentations des résultats

N°	Figure	Page
IV.1.	Evolution de la résistance à la compression des bétons (durcissement humide) en fonction du dosage en ciment et le temps de durcissement pour E/C = 1,92 (CPJ-32,5).....	78
IV.2.	Evolution de la résistance à la compression des bétons (durcissement humide) en fonction du dosage en ciment et le temps de durcissement pour E/C = 0.5, G/S = 1.92 (CPJ-42,5).....	78
IV.3	Evolution de la résistance à la compression des bétons en fonction du temps de durcissement et de la dépense en ciment (deux classes).....	79
IV.4	Evolution de l'ouvrabilité en fonction du dosage en ciment et du classe de ciment (E/C = 0.5, G/S=1.9.....	79
IV.5	Evolution de la résistance à la compression des bétons (durcissement humide) en fonction du rapport E/C pour G/S=1.64etC =350 Kg(CPJ-32.5).....	80
IV.6	Evolution de la résistance à la compression des bétons (durcissement humide) en fonction du rapport E/C pour G/S=1.64 et C =350Kg (CPJ-42.5).....	80

IV.7	Evolution de l'ouvrabilité en fonction du rapport E/C et du classe de ciment (G/S=1.64 et C = 350 kg).....	81
IV.8	Relation entre la compacité et le rapport E/C avec deux fraction granulaire pour un rapport G/S=1.64 et dépense en ciment C=350 kg.....	81
IV.9	Relation entre la résistance à la compression et à la flexion, l'ouvrabilité et la compacité avec le rapport G/S pour une dépense en ciment C= 350kg.....	82
IV.10	Relation entre la résistance mécanique à la compression, le rapport E/C et G/S avec une dépense en ciment C = 350 kg	82
IV.11	Evolution de la résistance à la compression des bétons en fonction de la granulométrie des granulats te le temps de durcissement pour E/C=0.5 et C=350 kg.....	83
IV.12	Evolution de la résistance à la compression des bétons en fonction de la granulométrie des granulats te le temps de durcissement et la propreté des granulats pour E/C=0.5 et C=350 kg	83
IV.13	Evolution de l'ouvrabilité en fonction du propreté des granulats et de la classe de ciment (E/C=0.5,G/S=1.92 et C=350.....	84
IV.14	Evolution de l'ouvrabilité en fonction des fractions des granulats et de la classe de ciment (E/C=0.5, et C=350).....	84
IV.15	Evolution de la résistance à la compression des bétons avec et sans adjuvants pour deux classe de ciment (E/C=0.5, et C=350).....	85
IV.16	Evolution de l'ouvrabilité en fonction du classe de ciment et en (%) d'adjuvants (E/C=0.5,G/S=1.64,C=350kg).....	85
IV.17	Evolution de la résistance à la compression des bétons (durcissement humide) en fonction du type de formulation.....	90
IV.18	Evolution de la compacité des bétons (durcissement humide) en fonction du type de formulation.....	90
IV.19.	Evolution de l'ouvrabilité des bétons en fonction du type de formulation.....	91
IV.20.	Evolution de la résistance à la compression des bétons en fonction des pourcentages d'addition de pouzzolane et de temps de durcissement.....	100
IV.21.	Evolution de la résistance à la compression des bétons en fonction des pourcentages d'addition de laitier et de temps de durcissement.....	101
IV.22.	Evolution de la résistance à la compression des bétons en fonction des pourcentages d'addition de sable de dune et de temps de durcissement.....	101
IV.23.	Variation de la résistance à la flexion des bétons avec additions en fonction de temps.....	102

IV.24.	Variation de la résistance à la traction par fendage des bétons avec additions en fonction de temps.....	102
IV.25.	Variation de coefficient d'absorption d'eau des bétons avec additions.....	102
IV.26.	Coefficient de ramollissement des différents types de béton.....	103
IV.27.	Résistance à la compression à 28 jours après gel/dégel du différent type de béton.....	103
IV.28.	Résistance à la compression à 90 jours après gel/dégel du différent type de béton.....	104
IV.29.	Résistance à la compression après immersion dans Na_2SO_4 des différents types de béton.....	104
IV.30.	Résistance à la compression après immersion dans Hcl des différents types de béton.....	105
IV.31.	Essai de déformabilité.....	106
IV.32.	Déformation élasto-instantanées longitudinales du béton ϵ_{1el} en fonction des contraintes relatives η pour les séries de prismes.....	107
IV.33.	Déformation élasto-instantanées totales longitudinales du béton ϵ_{1Tel} en fonction des contraintes relatives η pour les séries de prismes.....	107
IV.34.	Déformation élasto-instantanées transversales du béton ϵ_{2el} en fonction des contraintes relatives η pour les séries de prismes.....	108
IV.35.	Déformation élasto-instantanées totales transversales du béton ϵ_{2Tel} en fonction des contraintes relatives η pour les séries de prismes.....	108
IV.36.	Module de déformabilité E du béton en fonction des contraintes relatives η pour les séries de prismes BT, BSD, BL et BP.....	109
IV.37.	Module d'élasticité des bétons BT, BSD, BL et BP.....	109

Liste des tableaux

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : Constituants du béton

N°	Tableau	Page
I.1	Désignation et composition des différents types de ciment	7
I.2	Exigences mécaniques définies en termes de valeur caractéristiques	8
I.3	Classification normalisée des granulats	15
I.4	Classification des granulats suivant leur masse volumique	16
I.5	Types de sable selon la valeur de l'équivalent de sable	19

CHAPITRE II : Influence des paramètres technologiques sur le comportement du béton

N°	Tableau	Page
II.1	Récapitulation des principales qualités des bétons en fonction de leur G/S.....	43
II.2	Influence de la propreté des granulats sur la résistance des bétons	47
II.3	Influence de l'humidité sur l'augmentation de la résistance du béton	52

CHAPITRE III : Matières premières, formulation des bétons et mesures expérimentales

N°	Tableau	Page
III.1	Analyse chimique du ciment	55
III.2	Composition chimique du ciment CPA (%).....	55
III.3	Composition minéralogique du ciment (Bogue).....	55
III.4	Essais physiques sur le ciment	58
III.5	Résistance à la traction, à la compression et à la flexion du ciment.....	58
III.6	module de finesse (M_f) de sable	60
III.7	Analyse chimique des granulats utilisés	60
III.8	Masses volumiques des granulats utilisés	61
III.9	Les résultats d'absorption d'eau pour les granulats utilisés.....	61
III.10	Résultats de pourcentage d'impuretés de gravier (lavée et non lavée).....	61
III.11	Résultats d'équivalent de sable.....	62
III.12	Résultats de Los –Angeles	62
III.13	Composition chimique des additions (%).....	63
III.14	Propriétés physiques des additions	63

III.15	Classification des bétons selon étalement.....	68
III.16	Correspondance entre différentes valeurs de consistance et de maniabilité.....	68
III.17	Valeurs de facteur de compacité.....	69
III.18	Classe d'agressivité des milieux agressifs	77

CHAPITRE IV : Présentations des résultats

N°	Tableau	Page
IV.1.	Plan des expériences (Les valeurs dans le code).....	87
IV.2.	Plan des expériences(les facteurs d'influences réelles).....	88
IV.3	Plan des expériences(les facteurs d'influences réelles et les résultats expérimentales).....	89
IV.4	Coefficients des équations	92
IV.5	vérification de la résistance de trois jours (R_3) par le modèle	94
IV.6	vérification de la résistance de de 7 jours (R_7) par le modèle	95
IV.7	vérification de la résistance de 28 jours (R_{28}) par le modèle.....	96
IV.8	vérification de la résistance de de 90 jours (R_{90}) par le modèle	97
IV.9	vérification de la compacité par le modèle.....	98
IV.10	vérification de l'ouvrabilité par le modèle.....	99

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Le béton occupe depuis son invention, la première place en volume d'utilisation des matériaux dans le domaine du bâtiment et du génie civil. Son intérêt vient de son grand facilité de mise en œuvre, sa résistance en compression, sa durabilité et son faible coût. Il présente également d'autres qualités, telles une excellente tenue au feu, une grande résistance aux chocs, une bonne protection contre les radiations nucléaires, etc... Toutefois, le matériau béton doit s'adapter de manière continue à de nouvelles exigences et à de nouveaux besoins.

Le béton est un matériau essentiellement composé de ciment, d'eau, de sable et de pierre concassée. Le ciment est un liant hydraulique, la pâte de ciment, qui est la phase liant les granulats. Un béton de qualité aura un bon dosage en ciment et en eau ainsi qu'une bonne proportion entre la quantité de pâte et de granulats. Différents adjuvants et ajouts cimentaires peuvent contribuer à modifier les propriétés du béton selon les fonctions qu'on lui destine.

PROBLEMATIQUE :

Les bétons connaissent depuis plusieurs décennies une évolution remarquable en matière de rhéologie à l'état frais et de comportement mécanique à l'état durci. Ces avancées techniques sont le résultat d'une recherche scientifique accrue dans le domaine de la physico-chimie des matériaux cimentaires.

Le béton offre des réponses de très haute technicité adaptées à tous les secteurs de la construction et des travaux publics, il permet les défis les plus audacieux. C'est pourquoi, la technologie du béton ne cesse d'évaluer et l'industrie des matériaux de construction se développe non pas sur le plan quantitatif, mais également sous l'angle de la qualité.

Les propriétés les plus importantes des matériaux de construction déterminent le domaine de leur application. Par conséquent la connaissance approfondie des propriétés de ses matériaux autorisera le choix rationnel du matériau approprié du point de vue technique et économique.

Objectifs visés par le sujet :

- ✓ Le premier objectif est d'évaluer expérimentalement l'influence des paramètres technologiques cas par cas sur les caractéristiques physico-mécaniques, rhéologique, des bétons frais et durcis.
- ✓ Le deuxième objectif est d'évaluer expérimentalement l'influence d'un ensemble des paramètres technologiques sur les caractéristiques physico-mécaniques, rhéologique, des bétons frais et durcis.
- ✓ Le troisième objectif est l'amélioration des performances mécaniques par des additions minérales.

Méthodologie du travail :

Ce mémoire s'organise en quatre chapitres précédés d'une introduction générale qui définit la problématique du sujet ainsi que les objectifs visés.

Le premier chapitre : est consacré à la recherche bibliographique, qui comporte une synthèse bibliographique sur les différents composants des bétons (ciments, granulats, eau, adjuvants et additions minérales) et une description sur les caractéristiques physico-chimiques des composants et la dernière partie de ce chapitre est consacré sur les propriétés physiques et mécaniques des bétons.

Le deuxième chapitre : traite une synthèse bibliographique détaillée sur l'influence des différents paramètres technologiques (E/C, S/G, la température, le malaxage du béton, la quantité et qualité des ciments, la finesse du ciment, analyse granulométrique des granulats, proportion des constituants (sable ; ciment ; eau ; gravier..), la taille du gros granulats, La mise en place des bétons, dosage en adjuvants, pourcentages en substitutions des ciments par des minéraux actifs,... etc.) sur le comportement rhéologique et mécanique du béton.

Le troisième chapitre : est présente une synthèse du travail expérimental de caractérisation des matières premières (ciment ; granulats ; eau ; additions minérales) utilisés dans la formulation des différents bétons élaborés, et la provenance des matériaux pour la réalisation de ce travail, nous indiquant également les différentes méthodes d'essais utilisés ainsi que leurs modes opératoires et les références de leurs normes correspondantes.

Le quatrième chapitre : est consacré aux résultats expérimentaux et interprétation concernant les propriétés du béton de chaque partie. Sur la base des résultats expérimentaux de la deuxième partie, une modélisation (un modèle mathématique expriment la relation entre les différents paramètres technologiques du béton d'une part et les résultats obtenus après les tests). Des relations théoriques entre les paramètres technologiques du béton et les résistances à 3jours,

7 jours, 28 jours et 90 jours. Les résultats provenant de l'utilisation des additions minérales (laitier, pouzzolane et du sable de dune broyée), pour l'amélioration des performances mécaniques des bétons seront aussi traités.

Nous finalisons notre travail par une conclusion générale qui résume les principaux résultats et des recommandations.

CHAPITRE I

Constituants des bétons

I.1. Introduction :

Le béton est un matériau de construction destiné à réaliser des éléments structuraux dans le domaine du bâtiment et aux des ouvrages du génie civil. Il est un matériau composite constitué de granulats gros et fins (entre 60 et 78 %), de ciment (7 à 14%) et d'eau (14 à 22 %). Le mélange entre le ciment et l'eau forme une pâte qui durcit. La pâte de ciment hydraté et le sable constituent le mortier. Celui-ci a pour rôle de se lier avec les gros granulats pour former un conglomerat solide, éventuellement d'adjuvants et/ou d'additions (< à 5%) servent à améliorer certaines caractéristiques du béton frais ou durci. Le présent chapitre porte sur les différents composants des bétons (ciments, granulats, eau, adjuvants et additions minérales) et une description sur les caractéristiques physico-chimiques des composants.

I.2. Le ciment :

Le ciment est défini comme étant un matériau dont les propriétés de liaison et de cohésion permettent de lier en un ensemble compact des matériaux. Les ciments utilisés dans la fabrication du béton ont la propriété de faire prise et de durcir sous l'eau ; ils sont d'ailleurs appelés ciments hydrauliques. C'est le constituant principal du béton puisqu'il permet la transformation d'un mélange sans cohésion en un corps solide

I.2.1. Fabrication du ciment portland :

Le ciment est fabriqué essentiellement à partir des matières premières sont extraites et les blocs obtenus sont concassés pour obtenir des éléments inférieurs à 50 mm. Le procédé de la fabrication du ciment consiste essentiellement à broyer des matières premières, à les mélanger dans certaines proportions puis à les cuire dans un grand four rotatif à une température atteignant environ de 1450 °C, température à laquelle le matériau fond partiellement jusqu'à formes des nodules connus sous le nom de clinker. Le clinker est refroidi puis broyé en poudre fine, opération au cours de laquelle on ajoute le gypse. Le produit ainsi obtenue constitue le ciment Portland [1]. La figure I.1 présente quelques détails du procédé de fabrication du ciment.

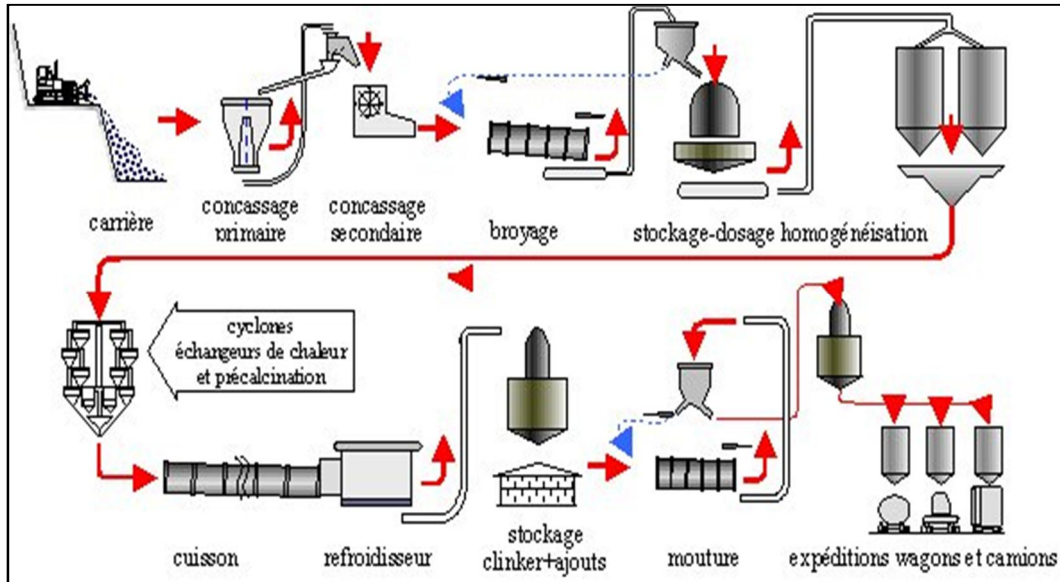


Figure I.1 : Schéma général du processus de fabrication du ciment [2].

Il existe quatre procédés qui diffèrent pour une raison d'économie d'énergie calorifiques :

✓ Procédé par voie sèche (la plus utilisée):

Est le procédé le plus moderne. Dans ce cas la matière première est préparée sans ajouter d'eau, depuis le concassage jusqu'à la cuisson. La matière, préhomogénéisée, est traitée dans des broyeurs dans lesquels elle est en même temps séchée par un courant d'air chaud. Puis stockée en silos. Maintenant la poudre est prête pour la cuisson et les cimentiers l'appellent « farine » [3].

✓ Procédé par voie semi-sèche :

Il consiste à granuler la matière première avec un apport d'une faible quantité d'eau, avant son introduction dans le four [3].

✓ Procédé par voie semi humide :

C'est une amélioration de la voie humide, toujours pour économiser l'énergie. Il consiste à essorer la pâte de manière à enlever le maximum d'eau en la faisant passer par des « filtres-presses ». Dans ce mode on obtient un « gâteau » qui est transformé en « boudin » à travers une grille avant son introduction au four [3].

✓ Procédé par voie humide (la plus ancienne):

C'est la méthode plus ancienne. On additionné d'eau jusqu'à 30-35% et le mélange est traité dans des broyeurs-délayeurs qui le transforment en pâte. Pompés dans les cuves, cette pâte est dosée et homogénéisée par agitation mécanique, combinée à un soufflage d'air comprimé [3].

I.2.2. Les constituants de base du ciment :

I.2.2.1 Le Clinker :

Le clinker est obtenu par cuisson à 1450°C suivi d'un refroidissement rapide d'un mélange d'environ 80% de calcaire (CaCO_3) et 20% d'argile(88) [4].

Les principaux constituants minéralogiques du clinker d'après Taylor sont [5]:

- **C3S (ou alite)** → $3\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$ le silicate tricalcique (60-65%)
- **C2S (ou bélite)** → $2\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$ le silicate bicalcique (20 - 25%)
- **C3A (ou Celite)** → $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3$ l'aluminate tricalcique (8 - 12%)
- **C4AF (ferrite)** → $4\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{Fe}_2\text{O}_3$ l'alumino-ferrite tetracalcique (8 - 10%).

Le clinker se retrouve sous forme de billes ayant un diamètre de **3 à 25 mm** [38].

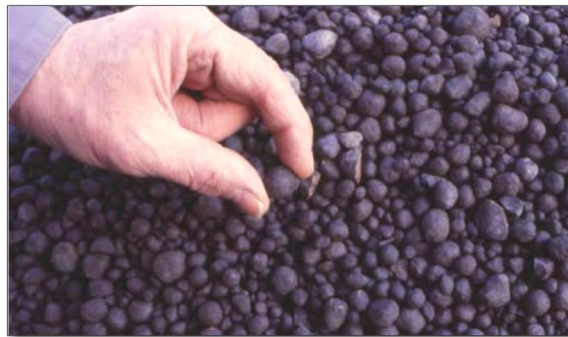


Figure I.2 : Forme de clinker [35].

I.2.2.2. Le gypse:

Pendant la fabrication du ciment portland, on ajoute au clinker du gypse (sulfate de calcium) qui est indispensable à la régulation de prise du ciment.

I.2.3. Classification normalisées des ciments :

La classification des ciments est fait de deux manière : soit d'après leur composition chimique, soit d'après leur classe de résistance.

I.2.3.1. Classification d'après la composition :

Les ciments sont classés en fonction de leur composition, en cinq types principaux selon les normes (NF P 15-301 et ENV 197-1) [7]:

- **CPA-CEM I** : ciment Portland artificiel (CPA dans l'ancienne notation française);
- **CPJ-CEM II** : ciment Portland composé;
- **CHF-CEM III** : ciment de haut fourneau;

- CPZ-CEM VI : ciment pouzzolanique;
- CLC-CEM V : ciment au laitier et aux cendres.

La proportion (en masse) des différents constituants est indiquée dans le tableau I.1.

Tableau I.1 : Désignation et composition des différents types de ciment [8].

Désignation	NOTATION	Clinker K	Laitier de Haut Fourneau S	Fumée de silice D	pouzzolanes Z	Cendres volantes		Schistes calcinés T	Calcaires L	Constituants secondaires
						Siliceuses V	Calciq ue W			
Ciment Portland	CPA-CEM I	95 - 100	-	-	-	-	-	-	-	0-5
Ciment Portland Composé	CPJ-CEM II/A	80 - 94	6 - 20 ←-----→							
	CPJ-CEM II/B	65 - 79	21 - 35 ←-----→							
Ciment de haut fourneau	CHF-CEM III/A	35 - 64	36 - 65	-	-	-	-	-	-	0 - 5
	CHF-CEM III/B	20 - 34	66 - 80	-	-	-	-	-	-	0 - 5
	CLK-CEM III/C	5 - 19	81 - 95	-	-	-	-	-	-	0 - 5
Ciment pouzzolanique	CPZ-CEM IV/A	65 - 90	-	10 - 35		-	-	-	-	0 - 5
	CPZ-CEM IV/B	45 - 64	-	36 - 65		-	-	-	-	0 - 5
Ciment au laitier et aux cendres	CLC-CEM V/A	40 - 64	18 - 30	-	18 - 30		-	-	-	0 - 5
	CLC-CEM V/B	20 - 39	31 - 50	-	31 - 50		-	-	-	0 - 5

I.2.3.2. Classification d'après leur classe de résistance :

Les ciments courants sont classés aussi en fonction de leur résistances mécaniques à la compression exprimé en Mpa à 28 jours : 32,5, 32,5 R, 42,5, 42,5 R, 52,5 et 52,5 R. Les classes « R », rapides, présentent aux jeunes âges des caractéristiques mécaniques plus élevées [15]. Conformément à la norme (NF EN 196-1) tableau I.2.

Tableau I.2 : Exigences mécaniques définies en termes de valeur caractéristiques [7].

Désignation de la classe de résistance	Résistance à la compression (MPa)			
	Résistance à court terme à		Résistance courante à	
	2 jours	7 jours	28 jours	
32.5	-	≥ 16	≥ 32.5	≤ 52.5
32.5R	≥ 10	-		
42.5	≥ 10	-	≥ 42.5	≤ 62.5
42.5R	≥ 20	-		
52.5	≥ 20	-	≥ 52.5	-
52.5R	≥ 30	-		

I.2.3.3. Autre ciments :

- **Ciment de laitier à la chaux** : CLX (NF P 15-306)

Ce ciment est un mélange de chaux hydrauliques et de laitier granulé de haut fourneau.

- **Ciment à maçonner** : CM (NF P 15-307)

Ce ciment contient les mêmes éléments actifs que le CPA mais ses résistances sont moins élevées.

- **Ciment naturel** : CN (NF P 15-308)

Ce ciment résulte de la mouture de roches clinkérisées, obtenues par la cuisson de calcaires marneux de composition très régulière et voisine de celle des mélanges d'argile et de calcaire servant à la fabrication du ciment Portland artificiel.

- **Ciment prompt naturel** : CNP (NF P 15-314)

Le ciment prompt naturel, à prise et durcissement rapides, résulte de la cuisson à température modérée d'un calcaire argileux de composition régulière, extrait de bancs homogènes, suivi d'un broyage fin.

- **Ciment alumineux fondu** : CA (NF P 15-315)

C'est un liant hydraulique qui résulte de la mouture, après cuisson jusqu'à fusion, d'un mélange composé principalement d'alumine, de chaux, d'oxydes de fer et de silice, dans des proportions telles que le ciment obtenu renferme au moins 30 % de sa masse d'alumine. Il est réfractaire.

- **Ciment pour travaux à la mer**: PM (NF P 15-317)

C'est un ciment courant possédant des caractéristiques physique et chimique complémentaires (teneur limitée en aluminat tricalcique) qui lui donne une résistance accrue à l'agression des ions sulfate en présence des d'ions chlorure, au cours de la prise et ultérieurement.

➤ **Ciments pour travaux en eaux à haute teneur en sulfates:** ES (NF P 15-319)

C'est un ciment courant possédant des teneurs limitées en aluminat tricalcique (C_3A) afin d'avoir une résistance accrue à l'agression des ions sulfate au cours de la prise et ultérieurement.

➤ **Ciments pour béton précontraint:** CP (NF P15-318)

On distingue deux types de ciments qui diffèrent par leur teneur en ions sulfure SO_4^{-2} :

- Ciments de la classe CP2 contenant moins de 0.2% d'ions sulfure recommandé pour la précontrainte par pré-tension.
- Ciments de la classe CP1 contenant moins de 0.7% d'ions sulfure recommandé pour la précontrainte par post-tension.

I.2.4. HYDRATATION DU CIMENT PORTLAND

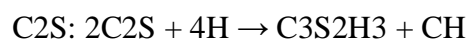
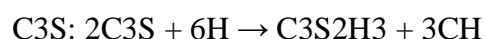
L'hydratation est un ensemble de réaction chimique qui transforme de la pâte après ajout l'eau de l'état liquide à l'état solide.

Les réactions qui transforment le ciment portland en un liant ont lieu dans la pâte en présence d'eau, les silicates et les aluminates forment des produits d'hydratation qui donne avec le temps une masse dure [1], plusieurs chercheurs tels que Chatelier et Steinour et Bouge et Lerch remarquent que les produits d'hydratation du ciment sont chimiquement les mêmes que les produits d'hydrations des composés seuls.

I.2.4.1. Hydratation des silicates :

Au contact de l'eau, les silicates tricalciques et les silicates bicalciques réagissent entre eux et forment des silicates de calcium hydratés (C-S-H) et de la portlandite ($Ca(OH)_2$) [9].

Les équations des réactions d'hydratation des silicates, En ne tenant pas compte des lois de la stœchiométrie, on peut écrire [1] :

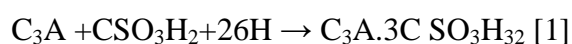


I.2.4.2. Hydratation des aluminates :

L'hydratation des aluminates est très rapide que les cimentiers ajoutent du gypse au clinker pour contrôler ces réactions. Les réactions avec les aluminates s'effectuent en plusieurs étapes:

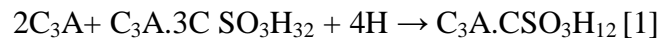
➤ Étape 1 : Formation d'ettringite

Les aluminates réagissent avec le sulfate du gypse pour former de l'ettringite :



➤ Étape 2 : Transformation de l'ettringite en monosulfate de calcium hydraté

Lorsque le gypse est épuisé, la concentration en sulfates de la solution baisse. L'ettringite devient alors instable et se dissout pour former du monosulfate de calcium hydraté :



➤ Étape 3 : Hydratation des aluminates résiduels

Une fois que l'ettringite se transforme totalement. Au-delà d'un mois, les réactions se poursuivent lentement avec l'aluminate (C3A) et l'aluminoferrite (C4AF) pour former de l'aluminoferrite de calcium hydraté. Même si les séquences réactionnelles sont proches du C3A, l'aluminoferrite tétracalcique (C4AF) est nettement plus lent à réagir et n'apparaît de manière significative qu'une fois que le gypse est totalement épuisé.

I.2.4.3. Mécanismes d'hydratation d'un ciment Portland

L'hydratation du ciment Portland implique, nous venons de le voir, la réaction des quatre phases minérales qui le composent. Comme le ciment est composé principalement de C3S, c'est l'hydratation du C3S qui contrôle la cinétique globale de l'hydratation. Il existe cependant une synergie entre les différentes réactions.

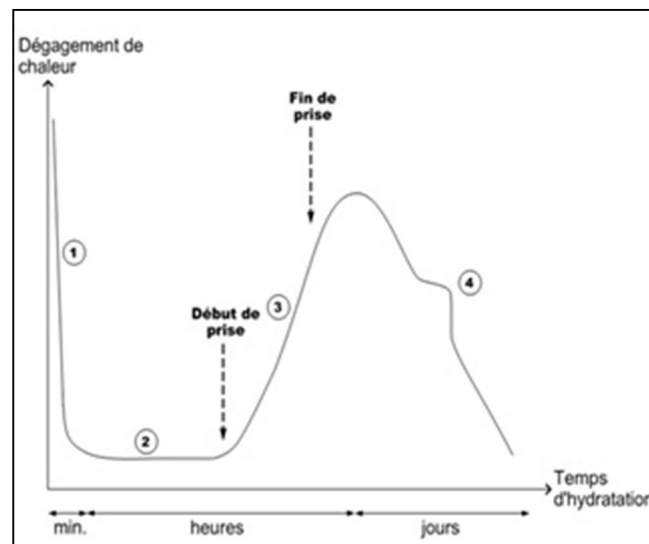


Figure I.3: Courbe typique de calorimétrie isotherme d'un ciment [9]

D'après Garcia Boivin [9], ces périodes peuvent être décrites de la manière suivante :

- ✓ Période 1 : réactions initiales

Cette période débute dès le contact entre l'eau et le ciment et dure quelques minutes. Le C3S et le C3A des grains de ciment réagissent immédiatement avec l'eau, formant de l'ettringite et des C-S-H (métastables) : les ions entrent en solution.

✓ Période 2 : période dormante

Le dégagement de chaleur est faible. Aucune évolution de la pâte ne semble se produire. Les réactions chimiques ont pourtant commencé : des ions passent en solution dans l'eau durant cette phase (ions calcium, silicates, hydroxydes et sulfates). Quand l'eau de gâchage est saturée en ions, le début de la prise se produit. Le pH de la solution augmente, ce qui ralentit la dissolution des constituants.

✓ Période 3 : période d'accélération

Cette période débute lorsque la concentration en ions Ca^{2+} et OH^- de la solution devient critique, la conductivité électrique de la solution étant alors à son maximum. Cette sursaturation induit la précipitation de la portlandite. Il s'ensuit alors les mécanismes de dissolution, de nucléation et de précipitation des différentes phases, permettant la formation des hydrates (ettringite, portlandite, C-S-H). Cette activité chimique dégage beaucoup de chaleur. Les hydrates formés commencent à s'enchevêtrer et créent donc un solide.

✓ Période 4 : période de ralentissement

Les grains anhydres se trouvent recouverts d'une couche d'hydrates qui s'épaissit de plus en plus. Pour que l'hydratation se poursuive, il faut que l'eau diffuse à travers les pores de gel. La chaleur dégagée diminue.

Si le réseau poreux est fermé, une partie du ciment n'est jamais atteinte et donc ne sera jamais hydratée. C'est pendant cette période que l'ettringite de type AFt se dissout afin de se transformer en type AFm.

Les mécanismes complexes à l'origine de la création des différents produits de l'hydratation que sont les silicates et les aluminates sont l'adsorption, l'hydrolyse, la dissolution, la solvataion et la cristallisation.

Conclusion

Lorsque on ajoute de l'eau au ciment portland, l'hydratation du ciment se déclenche forment des divers composés hydratés. Les principaux composés obtenus sont :

- ✓ Les silicates de calcium hydratés **C-S-H** (50 à 70 %).
- ✓ La portlandite **CaOH₂** (25 à 27 %).
- ✓ Les aluminates de calcium et sulfo-aluminates de calcium (ettringite) (7 à 10 %).

I.2.5. Propriétés des ciments courants :

I.2.5. 1. Comportement physico-chimique de la pâte :

La réaction chimique d'hydratation s'accompagne d'un dégagement de chaleur plus ou moins important selon les ciments et la rapidité de prise.

Il faut noter que la quantité d'eau qu'il est nécessaire d'ajouter pour le gâchage correct du ciment est supérieure à celle strictement nécessaire aux seules réactions chimiques, car il faut distinguer: [10]

- L'eau de cristallisation ou d'hydratation fixée chimiquement dans les nouveaux constituants hydratés et qui est nécessaire à leur structure cristalline, son pourcentage étant en général de l'ordre de 20 à 25 % du poids du ciment;
- L'eau absorbée;
- L'eau libre qui s'élimine plus ou moins par séchage et qui est nécessaire pour obtenir la plasticité et l'onctuosité indispensables au gâchage et à la mise en place des bétons.

I.2.5. 2. Indice d'hydraulicité (indice de Vicat) :

C'est le rapport de la fraction acide du ciment à la fraction basique [10]:

$$I = \frac{\text{fraction Acide}}{\text{fraction Basique}}$$

$$I = \frac{(SiO_2 + Al_2O_3)}{(CaO + MgO)}$$

La résistance chimique des ciments est d'autant meilleure que leur indice d'hydraulicité est plus élevé :

- $I > 0.5$: le ciment est dit basique (Portland);
- $I < 0.5$: le ciment est dit neutre (riche en laitier);
- $I \approx 1$: le ciment est dit acide (ciment alumineux).

I.2.5.3. Prise :

C'est la propriété qu'on le ciment de passer d'une consistance fluide à une consistance solide quand il est associé à d'eau.

L'essai de prise s'effectue à 20° sur une pâte pure de ciment ou sur un mortier normalisé (1 de ciment ; 0,5 d'eau ; 3 de sable de Leucate) à l'aide de l'appareil de Vicat constitué par une aiguille lestée que l'on enfonce dans la pâte [11]. Le début de prise correspond au moment où l'on constate une augmentation de viscosité de la pâte avec échauffement, et la fin de prise est caractérisée par le fait que l'aiguille de Vicat ne laisse plus de trace notable dans la pâte [11]. Pour les ciments courants, le début de prise se fait entre 2 et 5 heures. La durée de la prise entre début et fin est de 3 à 4 heures. La prise se fait avec dégagement de chaleur.

I.2.5.4. Durcissement:

C'est la période qui suit la prise et pendant laquelle se poursuit l'hydratation du ciment. Sa durée se prolonge pendant des mois au cours desquels les résistances mécaniques continuent à augmenter. Comme le phénomène de prise, le durcissement est sensible à la température.

I.2.5.5. Finesse de mouture (finesse Blaine):

La finesse de mouture a une influence considérable sur la proportion d'eau nécessaire au gâchage, la résistance à la traction et celle à compression. Plus la finesse est grande, plus les résistances sont élevées, mais plus les risques de retrait et par conséquent de fissuration du ciment sont accrus [1].

I.2.5. 6. Retrait et fissuration :

Le ciment est toujours mélangé à une quantité d'eau très nettement supérieure à la quantité nécessaire à l'hydratation.

De ce fait, au cours de la prise et du durcissement, les éprouvettes de pâte pure ou de mortier normal, subissent une diminution de volume apparent, appelée retrait hydraulique, due aux qualités hydrauliques du liant et à l'évaporation de l'eau [11]. Ce retrait sur mortier normal peut atteindre : $A_1 = 800\mu m/m$ (CPA, CPJ classe 32.5) et $1000\mu m/m$ (CPA, CPJ classe 32.5R, 42.5, 42.5R) à 28 jours [10].

Lorsque le retrait est empêché, il crée donc des contraintes de traction, qui conduisent à une fissuration des éprouvettes.

Les principaux paramètres agissant sur le retrait sont [10] :

- ✓ La nature du ciment
- ✓ La finesse de mouture;
- ✓ Le dosage en ciment, dans le béton;
- ✓ Le dosage en eau ;
- ✓ La propreté et la nature des granulats;
- ✓ La protection après coulage.

I.2.5. 7. Résistances mécaniques :

Les résistances mécaniques des ciments sont déterminées par les essais sur mortier dit "normal" (1 de ciment ; 0,5 d'eau ; 3 de sable) à 28 jours d'âges en traction et en compression des éprouvettes prismatique (4 x 4 x 16) cm³. La résistance du mortier est alors considérée comme significative de la résistance du ciment. Elle dépend de la classe de ciment et est exprimée en (Mpa) [11, 12]. Le mortier utilisé est réalisé conformément à la norme EN 196-1. Le sable utilisé est un sable appelé "sable normaliser CEN EN 196-1". Pour chaque type de ciment, il existe effectivement plusieurs classes de résistances pour lesquelles les fabricants garantissent des valeurs minimales et maximales.

I.3. Les Granulats :

Selon la norme [XP-P 18-540], les granulats sont un ensemble de grains de dimensions comprises entre 0 et 125 mm, de provenance naturelle ou artificielle, qui mélangés à la pâte de ciment, constituent le squelette du béton.

I.3.1. Origine des granulats :

Dans la nature existe principalement trois catégories de roches [15] :

a) Roche sédimentaire:

- carbonatée: calcaires, dolomies, alluvions calcaires.
- silicatées: grés, grés quartzites, moraines, alluvions siliceuses.

b) Roches magmatiques:

- grenues: granites, diorites.
- microgrenues: microgranites, basaltes, andésites.

c) Roches métamorphiques:

- grenues : gneiss, calcaire cristallin, migmatites.
- microgrenues : schistes, quartzites.

I.3.2. Différents types de granulats :

Un granulat, en fonction de sa nature et de son origine, peut-être :

1. Naturel :

D'origine minérale, issus de roches meubles (Alluvions) ou de roches massives, n'ayant subi aucune transformation autre que mécanique (tels que concassage, broyage, criblage, lavage).

2. Artificiel :

D'origine minérale résultant d'un procédé industriel comprenant des transformations thermiques ou autres.

3. Recyclé :

Obtenu par traitement d'une matière inorganique utilisée précédemment dans la construction, tels que des bétons de démolition de bâtiments.

I.3.3. Les caractéristiques des granulats :

I.3.3.1. Les caractéristiques géométriques :

A. Classification normalisées des granulats :

A.1. Classification des granulats selon leur taille :

Les granulats sont classés en fonction de leur granularité déterminée par analyse granulométrique sur des tamis de contrôle à mailles carrées dans une série normalisée. La norme algérienne NA 452 classe les granulats en trois catégories suivant leurs dimensions, qui vont de 0.08 mm à 80 mm. Nous trouverons les sables, les graviers ou gravillons, et les cailloux. Au-delà des limites indiquées c'est le domaine des fines et des moellons .le tableau I.3 indique le classement normalisé des granulats en fonction de leur taille.

Tableau I.3 : Classification normalisée des granulats [13].

granulat		Ecartement des Mailles des tamis (mm)	Diamètre des tous des passoires (mm)
fines		< 0.08	
Sable	Fins	0.08 ÷ 0.315	
	Moyens	0.315 ÷ 1.25	
	gros	1.25 ÷ 5.00	
Graviers	Fins		6.3 ÷ 10
	Moyens		10 ÷ 16
	gros		16 ÷ 25
Cailloux	Petits		25 ÷ 40
	Moyens		40 ÷ 63
	gros		63 ÷ 80
Moellons			> 80

Ainsi tout granulat est désigné par deux nombres (**d/D**) représentant respectivement la plus petite (**d**) et la plus grande dimension (**D**) ainsi défini est également appelé **classe granulaire**.

Il existe cinq classes granulaires principales caractérisées par les dimensions extrêmes **d** et **D** des granulats rencontrées (Norme NFP18-101) [14] :

- Les fines **0/D** avec **D ≤ 0,08** mm ;
- Les sables **0/D** avec **D ≤ 6,3** mm ;
- Les gravillons **d/D** avec **d ≥ 2** mm et **D ≤ 31,5** mm ;
- Les cailloux **d/D** avec **d ≥ 20** mm et **D ≤ 80** mm ;
- Les graves **d/D** avec **d ≥ 6,3** mm et **D ≤ 80** mm ;

Lorsque d est inférieur à 2 mm, le granulat est désigné **0/D**.

A.2. Classification des granulats selon leur masse volumique :

Le classement des granulats en fonction de leur masse volumique est illustré dans le tableau suivant :

Tableau I.4: Classification des granulats suivant leur masse volumique [15].

Classification	Masse volumique
Granulat léger	$\varphi < 2$
Granulat courant	$2 \leq \varphi \leq 3$
Granulat lourd	$\varphi > 3$

B. Module de finesse :

Les sables doivent présenter une granulométrie telle que les éléments fins ne soient ni en excès, ni en trop faible proportion. S'il y a trop de grains fins, il sera nécessaire d'augmenter le dosage en eau du béton tandis que si le sable est trop gros, la plasticité du mélange sera insuffisante et rendra la mise en place difficile. Le caractère plus ou moins fin d'un sable peut être quantifié par le calcul du module de finesse (M_f). Celui-ci correspond à la somme de pourcentages ($\frac{1}{100}$) de la somme des refus cumulés, exprimés en pourcentage, sur les différents tamis de la série suivante [7] :

0.16 - 0.315 - 0.63 - 1.25 - 2.5 - 5.0 (mm), (La norme NF P 18-304).

Pour les sables on peut définir :

- Sable très fin → ($1 < M_f < 1.5$) ;
- Sable fin → ($1.5 < M_f < 2$) ;
- Sable moyen → ($2 < M_f < 2.5$) ;
- Gros sable → ($M_f > 2.5$).

C. Forme du granulat :

La forme des granulats a une incidence sur la maniabilité du béton, la forme la plus souhaitable se rapprochant de la sphère. Une mauvaise forme (aiguilles, plats) nécessite une quantité d'eau plus élevée et peut provoquer des défauts d'aspect [7].

La forme d'un granulat est définie par :

- La longueur **L** (distance maximale du Granulat) ;
- L'épaisseur **E** (distance minimale de deux plans parallèles tangents au granulat) ;
- La grosseur **G** (dimension de la maille carrée minimale du tamis qui laisse passer le granulat).

D. Coefficient d'aplatissement:

Ce coefficient est le pourcentage de grains dont la grosseur excède 1.58 fois l'épaisseur [7] :

$$\frac{G}{E} > 1.58$$

I.3.3.2. Caractéristiques physiques :

A. Masse volumique [15]:

C'est la masse du granulat sec occupant l'unité de volume. Elle dépend du tassement, de la forme et de la granulométrie des grains. Elle se mesure Conformément à un mode opératoire précis (normes NF P 18 554 et 18 555).

En général, masse volumique moyen des granulats courants :

- ✓ Masse volumique apparente → 1400 à 1600 kg/m³.
- ✓ Masse volumique absolue → 2500 à 2700 kg/m³.

B. Compacité et porosité d'un granulat :

- **La compacité** d'un ensemble de grains se définit par le rapport [10] :

$$\text{Compacité} = \frac{\text{volume des pleins}}{\text{volume total apparent}}$$

$$C = \frac{V - v}{V} = 1 - \frac{v}{V}$$

- **La porosité** est le rapport du volume des vides contenus dans les grains au volume total des grains.

$$\text{Porosité} = \frac{\text{volume vides internes}}{\text{volume total apparent}}$$

$$P = \frac{v}{V}$$

Pour les granulats courants, on peut admettre que la compacité en vrac est de l'ordre :

- de 0,70 à 0,60 pour les sables selon qu'ils sont tassés ou non ;
- de 0,65 à 0,55 pour les graviers.

C. L'indice des vides [10] :

$$\text{L'indice des vides} = \frac{\text{volume vides internes}}{\text{volumedes pleins}}$$

$$I = \frac{v}{V-v} = \frac{P}{C}$$

C'est-à-dire que l'indice des vides est le quotient de la porosité par la compacité.

D. L'absorption d'eau des granulats :

La plupart des granulats stockés dans une atmosphère sèche pendant un certain temps, peuvent par la suite absorber de l'eau. Le processus par lequel le liquide pénètre dans la roche et l'augmentation de poids qui en résulte est appelé absorption. Coefficient d'absorption d'eau A_b , qui ne doit pas dépassée les 5%. La mesure du coefficient d'absorption d'eau se fait selon la norme (NF P 18 554 et 18 555).

E. Propreté des granulats :

Elle désigne essentiellement la teneur en fines argileuses.

➤ Pour les graviers_:

La propreté des graviers est appréciée par la proportion d'élément inférieur à 0.5 mm (déterminer le pourcentage d'élément de taille inférieur à 0.5 mm). Les éléments fins (telles que le limon, l'argile, et des matériaux solubles) contenus dans le granulat à tester sont séparés par lavage sur un tamis d'ouverture 0,5 mm. Leur pourcentage est déterminé par pesée après séchage du refus (figure 4).

Le pourcentage (d'impureté) est déterminé comme suit :

- Soit m la masse du matériau non lavé et sec;
- Soit m_1 la masse du matériau lavé et sec (> 0.5 mm);
- La masse m_2 (< 0.5 mm) des impuretés est alors :

$$m_2 = m - m_1$$

D'où le pourcentage d'impuretés est :

$$\text{pourcentage d'impuretés} = \frac{m_2}{m} \times 100$$

Ce pourcentage est limité selon la réglementation en vigueur 1.5 % .pour les graviers concassés, on tolère exceptionnellement un pourcentage en fine de 3% [10].

➤ **Pour les sables :**

La propreté du sable est déduite à partir de l'essai dit d'équivalent de sable.

✓ L'équivalent de sable visuel (**ESV**) est définie par :

$$\text{ESV} (\%) = \left(\frac{h'_2}{h_1} \right) . 100$$

✓ L'équivalent de sable (**ES**) est définie par :

$$\text{ES} (\%) = \left(\frac{h_2}{h_1} \right) . 100$$

En fonction de la valeur obtenue, on pourra déduire à partir du tableau I.5 suivant la qualité du sable :

Tableau I.5 : Types de sable selon la valeur de l'équivalent de sable [10].

ESV(%)	ES(%)	Qualité du sable
ESV < 65	ES < 60	Sable argileux : risque de retrait ou de gonflement à rejeter pour béton de qualité.
65 ≤ ESV < 75	60 ≤ ES < 70	Sable légèrement argileux : de propreté admissible pour bétons de qualité courante quand on ne craint pas particulièrement le retrait.
75 ≤ ESV ≤ 85	70 ≤ ES ≤ 80	Sable propre : à faible pourcentage de fines argileuses Convenant parfaitement pour les bétons de haute qualité.
ESV ≥ 85	ES > 80	Sable très propre : l'absence totale de fines argileuses risque d'entraîner un défaut de plasticité du béton qu'il faudra rattraper par une augmentation du dosage en eau.

I.3. 3.3. Les caractéristiques mécaniques :

I.3. 3.3.1. L'Essai Los Angeles :

Le principe de cet essai est la détermination de la résistance à la fragmentation par chocs et à l'usure par frottement réciproques. Il fait l'objet de la norme NF P 18-573 (NA 455). Le coefficient Los Angeles calculé à partir du passant au tamis de 1.6mm, mesuré en fin d'essai sur les classes granulaires (4/6.3 ; 6.3/10 ; 10/14) de 5 kg de graviers placés avec une charge de 7 à 11 boulet de 417 g de masse dans un tambour dont une génératrice intérieure est munie d'une plaque suivant que D est inférieur à 40mm ou compris entre 40 et 80mm, la masse de l'échantillon sera de 2.5 ou 5 kg et la charge abrasive de 7 ou 11 boulets, avec 500 ou 1000 tours . Le coefficient Los Angeles [15] :

$$L_A = \frac{\text{passant au tamis 1.6 mm}}{\text{masse de l'échantillon}} \times 100$$

Le coefficient Los Angeles est d'autant plus élevé que le granulats est moins bon. La norme limite ce coefficient à 40%.

I.4. L'eau de gâchage :

Toutes les eaux ne peuvent pas être utilisées pour gâche du béton parce qu'elles contiennent, dans certains cas, un excès d'impuretés qui détériorent les propriétés du béton, notamment les propriétés physiques et mécanique (prise et résistance), les propriétés esthétique (taches, efflorescences), la durabilité (corrosion des armatures, stabilité du béton).

I.4. 1. Rôle de l'eau de gâchage [42] :

Le mélange sec des granulats et du liant ne peut se transformer en béton ou mortier que par addition d'eau. La quantité d'eau que l'on ajoute au mélange sec s'appelle l'eau de gâchage.

A ce sujet, il faut bien faire la distinction entre :

- ✓ l'eau de gâchage, qui est l'eau totale ajoutée au mélange sec.
- ✓ l'eau de prise, qui est l'eau absorbée par le ciment lors de sa prise, c'est-à-dire l'eau d'hydratation du ciment.

La formation des hydrates absorbe environ :

- 20 % du poids du liant pour le ciment Portland,
- 40 % du poids du liant pour le ciment alumineux.

Il est bien évident que l'eau de gâchage doit toujours être supérieure à l'eau de prise, car une partie de l'eau ajoutée se perd au cours des différentes opérations de mise en œuvre du béton (dans la bétonnière, pendant le transport, par évaporation, etc. . .)

Outre le rôle d'hydratation du liant, l'eau de gâchage joue deux autres rôles :

- mouiller les granulats.
- faciliter la mise en place du béton (ouvrabilité).

I.4.2. Types des eaux :

L'origine des eaux de gâchage peut être extrêmement variée. La plus disponible et aussi celle qui sert de référence, c'est l'eau potable distribuée par le réseau du service public.

Les autres eaux les plus utilisées sont les eaux de pompage en provenance de nappes phréatiques, de cours d'eau ou de réservoirs, l'eau de mer, les eaux de rejets industriels, l'eau de recyclage de l'industrie du béton elle-même.

I.4.3. Aptitude à l'emploi :

Toutes ces eaux ne présentent pas les mêmes risques vis-à-vis du béton et, si l'eau potable est toujours utilisable, il peut ne pas en être de même pour les autres eaux.

Déjà, en 1941, la norme française NF P 18-303 sur l'eau de gâchage caractérisait l'amplitude à l'emploi selon deux critères :

- la teneur en matières en suspension (2 ou 5g /l)
- la teneur en sels dissous (15 ou 30g/l)

Ces critères sont insuffisants car toutes les matières en suspension ne sont pas également nocives, pas plus d'ailleurs que tous les sels solubles ne sont nocifs. C'est la raison pour laquelle cette norme, qui est toujours en vigueur, sera remplacée à terme par la norme européenne EN 1008, en cours d'élaboration, qui sera plus complète et plus précise, dans cette norme, toute eau non potable sera jugée sur la base d'analyses chimiques et, éventuellement, d'essais physiques.

I.4.4. Les critères d'évaluation de la norme « EN 1008 » :

On distingue trois critères [14]:

✓ Critères sensoriels :

- a) L'odeur : une eau malodorante doit être suspectée de contenir des matières organiques en décomposition.
- b) L'aspect : une eau qui, après décantation, garde une couleur foncée, doit être considérée comme douteuse.

- ✓ Critères chimiques.
- ✓ Critères mécaniques.

I.5. ADJUVANTS :

Par définition, les adjuvants sont des produits dosés en faible quantité dans les bétons: moins de 5 % de la masse de ciment. Ce sont souvent des composés organiques, spécialement formulés pour les applications béton, et disponibles commercialement sous forme de solutions aqueuses. Ils ont pour but d'améliorer certaines propriétés du matériau. C'est surtout la rhéologie du béton frais et la cinétique de prise et de durcissement que l'on peut espérer modifier directement.

Parfois, les adjuvants commerciaux sont des mélanges de molécules de base, ce qui leur confère une certaine poly fonctionnalité [14].

I.5.1. Le mode d'action des adjuvants [12]:

- ✓ Soit mécanique : en modifiant la consistance du mélange.
- ✓ Soit physique : en agissant sur la tension superficielle des composants.
- ✓ Soit chimique : en modifiant la vitesse de prise du ciment.

I.5.2. . Classification :

La norme [NF EN 934-2] classe les adjuvants pour bétons, mortiers et coulis, suivant leur fonction principale. On peut distinguer trois grandes catégories d'adjuvants :

- adjuvants qui modifient l'ouvrabilité du béton : Plastifiant- réducteur d'eau, Super-Plastifiant haut réducteur d'eau ;
- adjuvants qui modifient la prise et le durcissement : accélérateurs de prise, accélérateurs de durcissement, retardateurs de prise ;
- adjuvants qui modifient certaines propriétés particulières : entraîneurs d'air, générateurs de gaz, hydrofuges de masse.

I.5.3. Autres adjuvants :

Il existe une grande variété d'adjuvants pour bétons, en dehors des catégories déjà citées.

On pense par exemple:

- aux ignifuges de masse, employés pour améliorer l'étanchéité à l'eau du béton durci;
- aux agents de viscosité (produits destinés à améliorer la rétention de l'eau, en particulier pour certains bétons fluides comme les bétons autoplaçants);
- aux inhibiteurs de corrosion (à base de nitrites);
- ou, encore, aux pigments employés pour colorer la surface des bétons.

I.6. les additions minérales:

I.6.1. Définition

Les additions minérales sont définie par la norme EN 206-1 comme étant un matériau minéral finement divisé utilisé dans le béton pour améliorer certaines propriétés particulières et cette norme considère deux types d'additions : des additions quasiment inertes et des additions à caractère pouzzolanique ou hydraulique latent.

Les additions minérales également appelés des additions cimentaire [1,16], les additions minérales sont des produits naturels ou de sous-produits industriels. Dans tous les cas, ces additions vont jouer un rôle de remplissage [17]. Les additions minérales sont utilisées comme remplacement du ciment ou les granulats dans le béton [18].

I.6. 2. Avantage des additions minérales:

L'incorporation des additions minérales comporte plusieurs avantages : [18]

- ✓ un avantage technique, car l'incorporation de particules très fines permet d'améliorer la maniabilité du béton frais, d'augmenter la résistance mécanique et chimique du béton durci, et parfois de limiter la fissuration à chaud.
- ✓ un avantage économique, car les ajouts sont en général des déchets ou des sous-produits industriels nettement moins coûteux que le ciment lui-même.
- ✓ un avantage écologique. La production du ciment Portland nécessite un apport énergétique élevé et engendre des dégagements de gaz à effet de serre. Le remplacement d'une partie du ciment par des ajouts réduit donc l'impact environnemental.

Les additions couramment rencontrés dans les ciments sont les suivants :

« Additions Calcaires » NFP 18-508 :

Les additions calcaires sont des produits secs finement divisés, obtenus par broyage et/ou sélection, provenant de gisements de roches pouvant être dolomitiques 5, massives ou meubles, dont les caractéristiques sont définies par la norme citée ci-dessus.

Ce type d'addition peut jouer plusieurs rôles en tant :

- que complément de la granulométrie (augmentation de la compacité, amélioration de la cohésion, accroissement de la maniabilité, ...),
- qu'activant améliorant les propriétés physico-chimiques de la pâte liante.

« Cendres volantes pour béton » NF EN 450 :

Poudre fine constituée principalement de particules vitreuses de forme sphérique, dérivées de la combustion du charbon, ayant des propriétés pouzzolaniques et composées essentiellement de SiO_2 et Al_2O_3 , la proportion réactive de SiO_2 étant au moins de 25% en masse.

L'ajout de cendres volantes permet en général une amélioration de l'ouvrabilité. Les bétons deviennent plus plastiques, plus gras, plus compacts. Elles permettent de réduire la teneur en eau à ouvrabilité égale et dans ce cas de diminuer le ressuage, d'augmenter l'imperméabilité et par conséquent la durabilité.

« Laitier vitrifié moulu de haut fourneau » NFP 18-506 :

Il provient de la fabrication de fonte, obtenu par trempe du laitier de haut fourneau en fusion, puis réduit en poudre.

Sont exclus les laitiers non trempés (cristallisés) et également les laitiers d'aciéries (leur teneur en oxydes métalliques est trop importante).

En raison de sa forte activité, son ajout (ou en substitution du ciment) dans une formulation de béton revient à augmenter le dosage total en liant (un ajout de cendres volantes est alors souvent nécessaire afin de conserver une bonne ouvrabilité à ce type de béton).

« Fumées de silice » NFP 18-502 :

Poudre amorphe finement divisée ($\varnothing \approx 0.1 \mu\text{m}$ à $10 \mu\text{m}$) résultant de la production d'alliages de silicium.

Dans une formulation de béton, les fumées de silice jouent un rôle particulier en raison, d'une part de leur composition (taux de silice supérieur à 70%), d'autre part de leur finesse ($\approx 250000 \text{ cm}^2/\text{g}$ Blaine) (voir cours : les BTHP). Leur emploi permet : une amélioration des résistances, une amélioration de la durabilité.

I.6.3. Les additions minérales utilisées

Dans notre cas, nous intéressons uniquement aux additions utilisées dans nos essais à savoir le laitier de haut fourneau et la pouzzolane naturelle et le sable de dune

I.6.3.1. La pouzzolane naturelle

La pouzzolane est un matériau d'origine volcanique, il s'agit d'une terre qui est principalement composée des squelettes siliceux et ayant naturellement des propriétés pouzzolanique, capable de réagir en présence d'eau avec la chaux hydratée pour former des silicates de calcium stables [1 ; 23].

La pouzzolane naturelle utilisée dans notre travail est une roche volcanique essentiellement composée de silice. Elle est disponible en Algérie dans des gisements situés dans la région de Béni Saf à l'ouest Algérien.

I.6.3.2. Le laitier de haut fourneau

Le laitier de haut fourneau est un sous-produit de la fabrication de la fonte des usines sidérurgiques. Les laitiers présentent une source très importante des additions minérales. Le laitier de haut fourneau est une addition minérale à caractère hydraulique. Différentes formes de laitier sont

obtenus suivant le mode de refroidissement du laitier fondu. Les deux principaux types de laitier : Le laitier cristallisé obtenue par le refroidissement rapide. Le laitier vitrifié (non cristallisé) obtenue par le refroidissement lent [26].

Chimiquement, les laitiers sont des mélanges de l'oxyde de calcium, de silice et d'alumine, c'est-à-dire des mêmes oxydes composants le ciment Portland ordinaire, mais dans des proportions différentes [1].

I.6.3.3. Le sable de dune finement broyé

Le sable de dune est disponible en Algérie dans le sud avec des grandes quantités poitrail. Le sable de dune est composé de minuscules grains de quartz. L'analyse par diffractométrie aux rayons X montre que le sable de dune finement broyé présente une structure siliceuse cristallisée [27 ; 28 ; 29 ; 30].

I.7 PROPRIETES DES BETONS :

I.7.1 Propriétés physiques :

I.7.1.1 Ouvrabilité et maniabilité :

L'une des caractéristiques principales des bétons frais et leur ouvrabilité, qui touche non seulement leur capacité de mise en place pour un remplissage du coffrage, mais également leurs performances à l'état durci.

L'ouvrabilité d'un béton est influencée par les paramètres technologiques tels que la granulométrie et la forme des granulats, par le dosage en ciment et en eau, et éventuellement par l'emploi d'adjuvants [31].

Il existe de nombreux essais et tests divers permettant la mesure de certaines caractéristiques dont dépend l'ouvrabilité reposant sur des principes différents, les plus courants sont :

- affaissement au cône d'Abrams (slump-test) [NF P 18-451]
- l'essai Vébé (qui concerne les bétons fermes) [NF EN 12350-3]
- étalement à la table à chocs (flow-test) [NF EN 12350-5]

I.7.1.2 Porosité et compacité:

Ce sont deux caractéristiques essentielles dans le béton, dont dépendent plusieurs paramètres : perméabilité, résistance mécanique, et surtout la durabilité des ouvrages.

On peut distinguer deux types de porosité [31] :

- porosité capillaire ($0.01 \mu\text{m} \leq \emptyset \leq 0.5 \mu\text{m}$) : cette porosité est inter-granulaire, c'est-à-dire qu'elle occupe l'espace entre les grains de ciment en suspension dans l'eau. Leur volume et leur taille dépendent de la variation du rapport E/C.
- porosité des hydrates : Elle se caractérise par sa grande surface et le fait qu'elle soit très fine. Cette porosité est inter-granulaire, mais complétée par interne C-S-H c'est-à-dire qu'elle dépend du (ciment, du cycle gel-dégel, hydratation). Le volume de ces pores peut être affecté par le rapport E/C.

L'évolution de la porosité dans le temps peut être interprétée telle quelle [32] :

$\frac{\text{Volume des hydrates}}{\text{Volume des anhydres}}$ (Augmente) \rightarrow Volumes des pores diminue \rightarrow Diamètre (\emptyset) des pores diminue
 \rightarrow Le degré de connectivité diminue (entre 2 et 28 jours).

I.7.1.3 Déformabilité :

I.7.1.3.1 La rhéologie :

La rhéologie représente l'étude de l'écoulement, des déformations et de la viscosité des matériaux (liquides ou solides) sous l'action de contraintes. Dans la pratique, la rhéologie est une extension des disciplines telles que l'élasticité et la mécanique des fluides newtoniens. Elle permet également de déterminer les propriétés mécaniques macroscopiques à partir d'une étude basée sur la structure microscopique ou nanoscopique du matériau [31].

I.7.1.3.2 Élasticité du béton :

Elle correspond au rapport de la contrainte unitaire σ à la déformation relative ε . Son expression est donnée par la relation suivante :

$$E = \frac{\text{contrainte unitaire}}{\text{déformation relative}} = \frac{\sigma}{\varepsilon}$$

Le module d'élasticité du béton est lié à sa résistance caractéristique. Dans ce cas pour les projets courants, on admet [49]:

$$E_{ij} = 11\,000 (f_{cj})^{1/3} \text{ (module de déformation longitudinale instantanée)}$$

$$E_{vj} = 3\,700 (f_{cj})^{1/3} \text{ (module de déformation différée)}$$

Avec :

$$f_{cj} = 1.1 f_{c28}$$

Il s'ensuit que :

$$E_{vj} \approx \frac{1}{3} E_{ij}$$

Cependant, cette loi sous-estime souvent le module élastique réel du béton, surtout pour des bétons à hautes performances. De plus, elle ne fait pas intervenir les propriétés d'élasticité des constituants (module du granulats, module de la pâte de ciment, etc.) [34].

De ce fait, De Larrard [33] s'est orienté sur l'élaboration d'un modèle qui va prendre en compte toutes les propriétés des paramètres constituants. Ce modèle a été fondé sur la base du modèle de « Hashin » (modèle bisphère).

I.7.1.3.2.1 Le modèle bisphère :

Le modèle bisphère fondé par « Hashin » avait comme principe de considérer que le mélange est un empilement de sphères composites qui remplissent complètement l'espace, et cela afin de calculer les propriétés d'élasticité du matériau.

« Hashin » a pu déduire le module élastique, en faisant quelques suppositions généralement simples (coefficient de Poisson= 0.2) et en les remplaçant dans des bornes (borne de « Hashin-Shtrikman ») [33].

$$E = \frac{(1+g)E_g + (1-g)E_m}{(1-g)E_g + (1+g)E_m} E_m$$

E_g : Module élastique du granulat ;

E_m : Module élastique de la matrice ;

E : Module élastiques du composite ;

g : Concentration en granulat.

Cependant ce modèle est rarement utilisé vu que sa précision est limitée surtout pour les bétons. De ce fait, un autre modèle (le modèle trisphère), de De Larrard [33] a vu le jour en proposant une étude plus élaborée qui repose sur un calcul d'homogénéisation.

I.7.1.3.2.2 Le modèle trisphère :

Le modèle trisphère de De Larrard [33], a mis au point le modèle de « Hashin » en complétant la phase granulaire réelle par une "matrice". Le granulat virtuel ainsi constitué n'a aucune limite dimensionnelle inférieure, contrairement au modèle de « Hashin ». Ainsi, la cellule élémentaire du granulat virtuel peut être assimilée à une double sphère, où la couche externe est faite de granulat et de noyau de matrice. Le module élastique dans le modèle trisphère est donné par les équations suivantes :

$$E = \left(1 + 2g \frac{E_g^2 - E_m^2}{(g^* - g)E_g^2 + 2(2 - g^*)E_g E_m + (g^* + g)E_m^2} \right) E_m$$

$$E_{\max} = \frac{(2 - g^*)E_m + g^*E_g}{g^*E_m + (2 - g^*)E_g} E_g$$

g^* : Compacité maximale

Afin de pouvoir appliquer ce modèle au béton, il faut encore connaître les valeurs des différents paramètres. À titre d'exemple :

- la compacité g peut être soit mesurée directement, soit évaluée avec le Modèle d'Empilement compressible « MEC ».
- le module élastique " E_g " du granulat peut être mesuré ou évalué par calibrage du modèle, en utilisant des mesures sur bétons.
- le seul paramètre indéterminé est le module de la matrice " E_m ".

I.7.1.4 Le retrait :

Par définition, le retrait se présente comme une variation dimensionnelle d'un élément en béton, dû à des départs d'eau. D'autre part, il existe aussi une variation dimensionnelle due à des entrées d'eau qu'on appelle : gonflement. Plusieurs paramètres sont à prendre en compte dans le retrait, car [32, 33, 35]:

- le retrait augmente avec le dosage en ciment ;
- le retrait varie en fonction du dosage en eau ;
- le retrait augmente avec l'augmentation du rapport E/C ;
- le retrait augmente quand l'humidité diminue ;
- les granulats s'opposent (freinent) le phénomène de retrait ;

- la propriété des sables est à prendre en considération ;
- le retrait à une vitesse décélérée et il est partiellement réversible ;
- la prise en compte du retrait permet de prévoir l'espacement entre les joints de dilatation.

Par ailleurs, il existe plusieurs types de retrait qui se succèdent à partir de la fabrication du béton et jusqu'à son durcissement :

- retrait à très jeune âge (avant prise) ;
- retrait endogène (hydraulique) ;
- retrait thermique ;
- retrait de dessiccation (séchage).

I.7.1.4.1 Retrait à très jeune âge (avant prise) :

Ce premier retrait résulte de la perte prématurée, par évaporation, d'une partie de l'eau de gâchage que contient le béton, ce qui se traduit par une diminution du volume de la pâte formée (8 à 12 %) par rapport à la somme des volumes absolus des anhydres et de l'eau [35].

La limitation de ce retrait est souhaitée, car ce retrait engendre des contraintes de traction que ne peut supporter le béton. Donc le béton se trouve étiré dans sa masse, ce qui conduit à l'apparition, des fissures à la surface [32].

I.7.1.4.2 Retrait endogène (hydraulique) :

Qualifié aussi de retrait d'auto-dessiccation, ce retrait est dû à la diminution de l'humidité interne suite à la consommation d'eau par les hydrates [33]. L'évolution de ce retrait est liée au dosage en ciment ainsi qu'à la cinétique d'hydratation des grains de ciment et à leurs finesses.

De plus, le retrait endogène est un des processus intrinsèques du béton, car il dépend des propriétés du matériau [35].

I.4.1.4.3 Retrait thermique :

Le retrait thermique est le résultat d'une contraction (diminution de longueur) du béton lors de son refroidissement (dissipation de la chaleur de prise du ciment).

En effet, la réaction d'hydratation peut devenir fortement exothermique et provoquer des forts gradients de température. À titre d'exemple au cœur d'un élément massif de structure, la température peut atteindre 50 à 70°C [35].

I.7.1.4.4 Retrait de dessiccation (séchage) :

Le retrait de dessiccation résulte d'une déformation volumique due au séchage de la masse du béton. L'eau qui n'a pas été utilisée lors des réactions d'hydratation s'évapore à long terme vers les faces exposées du matériau. De plus, le retrait de dessiccation dépend fortement de l'environnement, qui intervient sur l'accélération ou le ralentissement du séchage [35].

Enfin, ce retrait conduit aussi à un endommagement progressif du matériau vu la faible résistance effective du béton à la traction.

I.7.1.4.5 Limitation du phénomène de retrait :

La cause principale du retrait c'est le départ d'eau, de ce fait il existe différentes solutions afin de remédier plus au moins à cela [32, 35]:

- l'utilisation des coffrages étanches non absorbants (retrait à très jeune âge) ;

- la protection contre l'évaporation précoce de l'eau ;
- l'utilisation d'adjuvants ou de produits de cure ;
- éviter un surdosage en ciment ;
- Créer des bétons plus compacts (le retrait diminue quand les bétons sont plus compacts) ;
- Choisir une bonne répartition granulaire, car un excès d'éléments fins et d'impuretés (argiles, limons) favorise le retrait.

I.7.2 Propriétés mécaniques :

I.7.2.1 La résistance en compression :

L'une des caractéristiques principales du béton durci est sa résistance mécanique en compression à un âge donné (28 jours). Elle est désignée par f_{c28} et se mesure par compression axiale d'une éprouvette à 28 jours selon la norme [NF EN 12390-3].

De plus, la connaissance des propriétés mécaniques du béton est primordiale pour une bonne conception des ouvrages. Surtout que le béton est considéré comme étant un matériau fragile lorsqu'il est soumis à l'action d'une charge croissante. En outre, le béton ne laisse pas apparaître des déformations importantes avant sa rupture, et il se comporte mieux en compression qu'en traction. La résistance mécanique des bétons dépend de plusieurs paramètres [32]:

- le type et la classe du ciment ;
- la qualité des granulats utilisés pendant le bétonnage ;
- le dosage des matériaux utilisés ;
- la cadence et les conditions de réalisation.

I.7.2.2 La résistance en traction :

La résistance à la traction (f_{t28}) est peu étudiée en comparaison à la résistance à la compression, du fait qu'elle est beaucoup plus faible que cette dernière. De plus, la résistance à la traction s'annule même complètement si des fissures de retrait se sont développées [32]. Selon les normes en vigueur, il existe 3 principales méthodes d'essais de traction :

I.7.2.2.1 La résistance en traction par flexion [NF P18-407] :

Cet essai s'effectue en général selon l'une des deux procédures :

- Avec une seule charge concentrée au milieu de l'éprouvette.
- Avec deux charges concentrées, symétriques, égales, appliquées au tiers de la portée (Figure I.15).

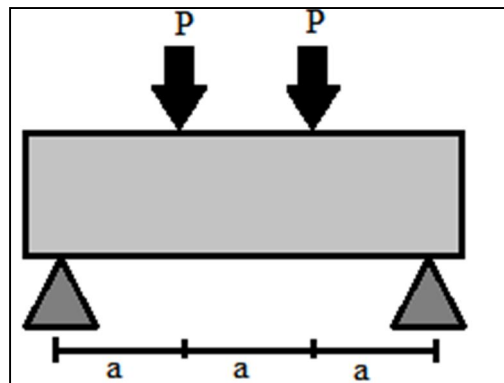


Figure I.4 : Schématisation du dispositif d'essai de traction par flexion

I.7.2.2.2 La résistance en traction par fendage [NF EN 12390-6] :

Appelé «Essai Brésilien», cet essai consiste à écraser un cylindre de béton suivant deux forces opposées (Figure I.16).

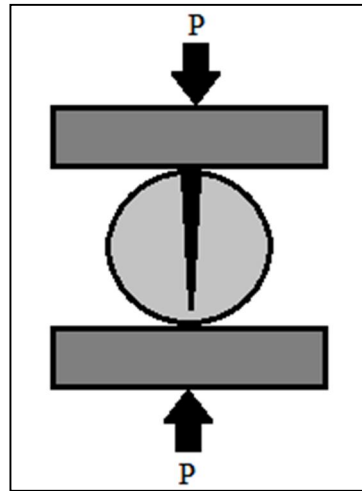


Figure I.5 : Schématisation du dispositif d'essai de traction par fendage

La résistance en traction sera exprimée par l'équation suivante (Eq. I.14) :

$$f_{tj} = 2 \frac{p}{\pi DL} \quad (\text{Eq. I.14})$$

Avec :

D : Diamètre du cylindre

L : Longueur du cylindre

I.7.2.2.3 La résistance en traction directe :

Cet essai est considéré comme étant le plus délicat et le plus difficile à réaliser parmi les trois. En effet, sa mise œuvre nécessite une préparation des éprouvettes par sciage des extrémités, le collage de têtes de traction parfaitement centrées, et cela, sans aucun effort de flexion (Figure I.17) [32].

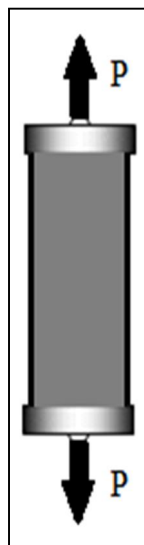


Figure I.6 : Schématisation du dispositif d'essai à la traction directe

I.7.3 Propriété physico-mécaniques :

I.7.3.1 Durabilité :

La durabilité d'un ouvrage se caractérise par sa capacité à durer dans le temps sans subir de dégradations, tout en conservant son intégrité et en maintenant son niveau de fiabilité. La notion de durabilité d'un ouvrage se traduit par un ensemble de spécifications techniques basées sur des méthodes d'essais directes ou indirectes, sur l'expérience et sur des préconisations de fabrication, et d'entretien avec des frais aussi réduits que possible [36]. La durabilité des bétons dépend de nombreux paramètres dont la qualité de sa conception, la qualité des matériaux et de l'environnement.

I.7.3.1.1 Principaux mécanismes de dégradation :

I.7.3.1.1.1 La corrosion des armatures :

La corrosion des armatures provoque généralement un phénomène de gonflement, qui va générer des contraintes internes dans le béton et de ce fait causé des altérations de l'aspect extérieur de l'ouvrage (éclatements, fissures, apparitions de traces de rouille) [32].

I.7.3.1.1.2 Gel/dégel :

Les dégradations par le gel/dégel résultent d'un endommagement progressif. Elles dépendent de la température, du nombre de cycles (température positive à température négative) et de la durée du gel. Le gel/dégel cause l'accroissement des pressions hydrauliques dans les capillaires, qui engendre des fissures de la pâte de ciment, si la pression est supérieure à la résistance à la traction de la pâte [36].

I.7.3.1.1.3 Alkali-réaction :

C'est un ensemble de réactions chimiques complexes, qui peuvent se déclencher entre certains alcalins solubles (oxyde de sodium Na_2O et oxyde de potassium K_2O) du béton, sur une certaine forme de silice réactive, et cela, en présence d'eau. Cette réaction provoque en général, au bout de quelques années, des déformations et des microfissurations du béton, à cause des contraintes expansives qui peuvent dépasser la faible résistance en traction du béton [36].

I.7.3.1.1.4 Autres attaques chimiques :

a) Action des chlorures :

Les chlorures s'introduisent dans le béton, soit au gâchage à partir des constituants de base lors de la confection du béton, soit plus tardivement si l'ouvrage est exposé à des embruns marine ou des sels.

La pénétration des ions chlore par diffusion ou par capillarité à l'intérieur du béton, fait augmenter la vitesse de corrosion [32].

b) Attaques acides :

Les bétons présentent une basicité élevée, de ce fait ils ont une certaine réactivité vis-à-vis des solutions acides telles que (pluies acide, les marécages, milieux industriels, réseaux d'eau usée) [32].

c) Attaque sulfatique :

La dégradation des bétons par les sulfates est due principalement à des phénomènes d'expansion en relation avec la cristallisation d'ettringite. L'ettringite est un hydrate contenant des sulfates, et dont les propriétés de gonflement sont connues depuis plus d'un siècle [36].

Les sources de sulfate sont multiples, on peut citer à titre d'exemple : le sol, les granulats gypseux, les déchets de plâtre, eau souterraine....

Lorsque le béton est attaqué par l'eau sulfatée, il se gonfle et se fissure. Les sulfates les plus agressifs, sont les sulfates d'ammonium, magnésium, et calcium.

Les additions minérales améliorent la résistance des bétons aux sulfates. L'amélioration est due à la modification de la texture des hydrates qui deviennent plus compact [63]

I.8. Conclusion :

L'étude bibliographique a montré que :

- ✓ Le béton est composé de : ciment, granulats, eau et adjuvant (devenu composant essentiel des bétons modernes).
- ✓ Le ciment est un liant hydraulique, c'est-à-dire qu'il réagit avec l'eau pour former un nouveau composé, la pâte de ciment, qui est la phase liant les granulats.

L'emploi de granulats et d'eau (conforme aux normes) de bonnes caractéristiques permettra l'obtention de bétons de qualité, satisfaisant les critères de maniabilité, d'aspect des parements, de résistances et de durabilité et présentant une bonne constance des caractéristiques.

- ✓ Les adjuvants sont des composants très importants des bétons modernes qui permettent de modifier certaines propriétés du béton à l'état frais ou durci.

CHAPITRE II

Influence des paramètres technologiques sur le
comportement du béton

II.1. Introduction :

Les caractéristiques des différents constituants du béton ont des influences plus ou moins importantes sur les propriétés des bétons. C'est pour cela qu'il faut les connaître pour les prendre en considération dans le calcul de la composition des bétons.

II.2. Influence du ciment:

L'importance des propriétés normalisées des ciments courants tient à leurs relations, plus ou moins directes, avec les propriétés du béton. Ces dernières dépendent évidemment aussi de nombreux autres paramètres, ce qui oblige à fixer les autres constituants et leurs proportions. Le ciment est l'élément qui a la plus grande influence sur la qualité du béton. On peut étudier l'influence des ciments selon leur quantité (dosage) et leur qualité.

II.2.1. Influence de la quantité du ciment :

Bron et olivier, [14] ont étudié l'effet du dosage en ciment sur la résistance à court terme mécanique des bétons. Les résultats illustres dans la figure et ont montré clairement l'accroissement des résistances d'un béton avec l'augmentation de son dosage en ciment.

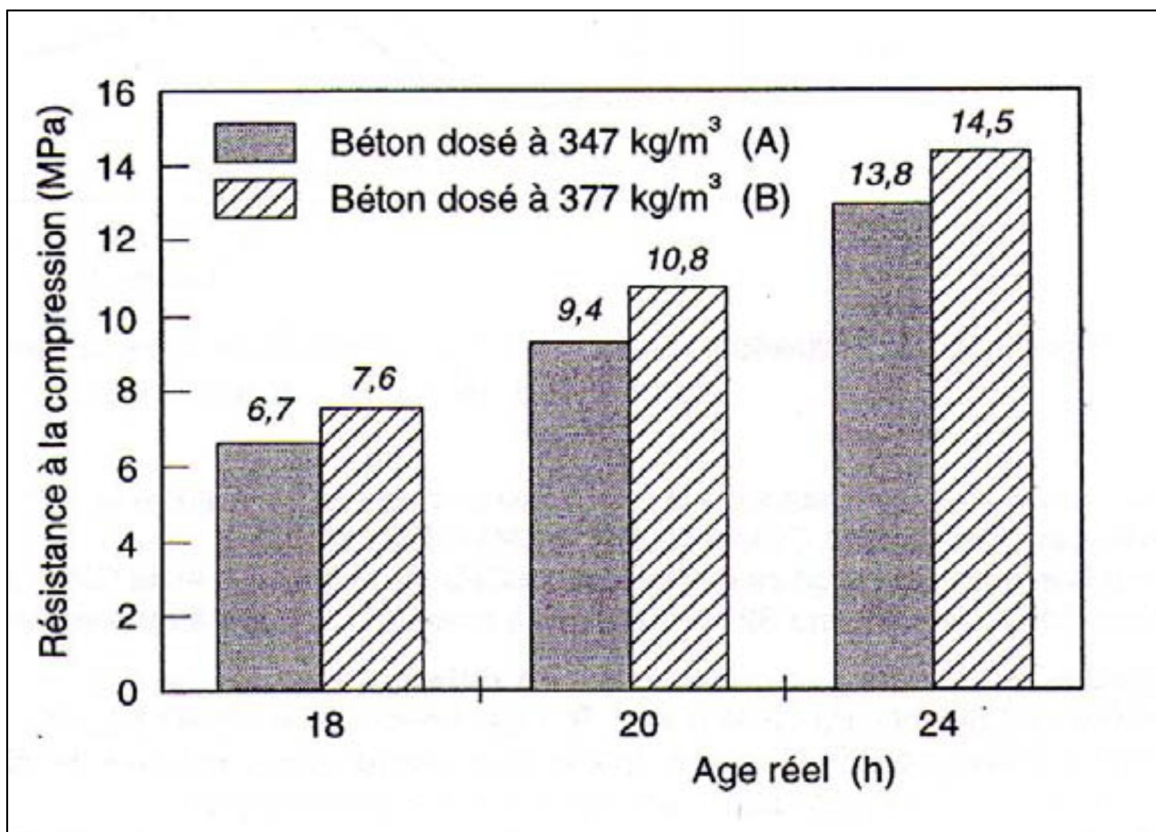


Figure II.1 : l'influence du dosage en ciment sur la résistance à la compression à court terme du béton. [14]

La figure II.2 illustre l'influence du dosage en ciment sur la résistance à la compression à 28 jours des bétons confectionne avec différents type de granulats [1], les résultats montrent que la résistance à la compression augmente en fonction de l'augmentation du dosage en ciment.

Bétons de l'étude : - affaissement (50 mm) et confection avec différents type de granulats :

- (A) : cendres volantes frittées et granulat fin ordinaire ;
- (B) : laitier de haut fourneau en boulettes et granulat fin ordinaire ;
- (C) : cendres volantes frittées ;
- (D) : ardoise expansée.

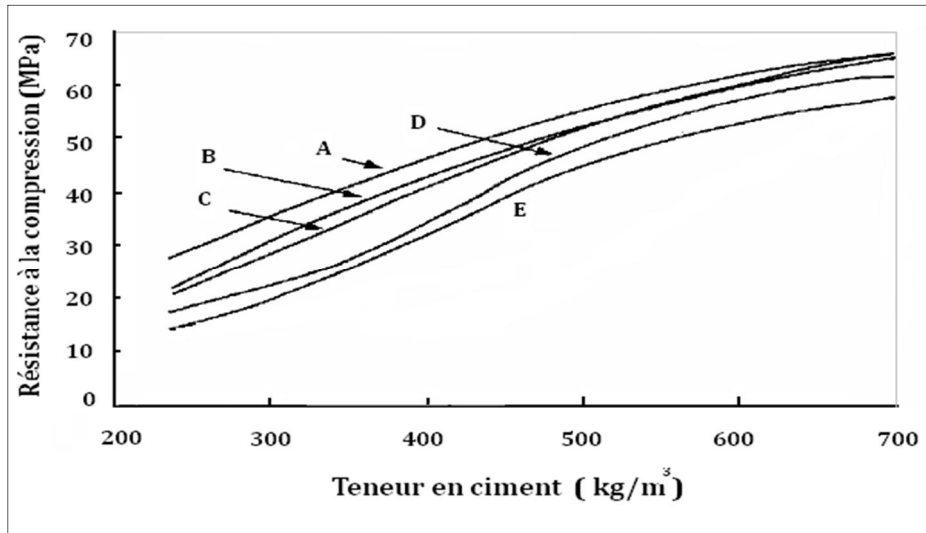
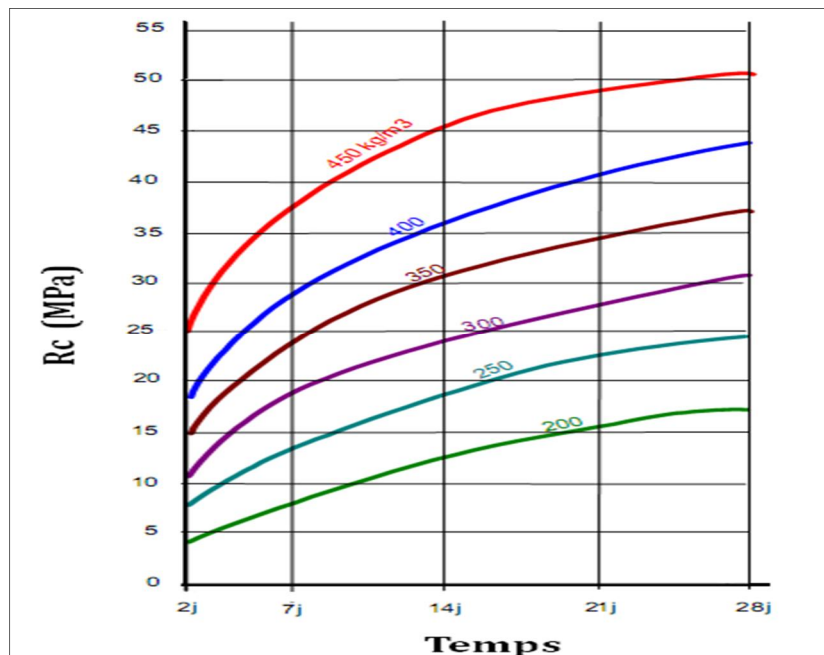


Figure II.2 : Evolution de la résistance à la compression à 28 jours en fonction du dosage en ciment [1]

La figure II.3 a illustré l'influence du dosage en ciment sur la résistance à la compression du béton, qui montre l'accroissement des résistances d'un béton avec l'augmentation de son dosage en ciment [37]



D = 25mm, dosage en eau = 185 L/m³, Aff = 5 cm

Figure II.3 : Influence de la quantité du ciment [37]

De même Neville trouve qu'au-delà de 60/70 MPa. L'augmentation du dosage en ciment n'entraîne plus d'amélioration notable de la résistance [1].

II.2.2. Influence de type du ciment :

Baron et Olivier ont étudié l'effet de type du ciment sur la résistance à la compression court terme. Les résultats illustres dans la figure a et b, ont montré que plus la classe de résistance est élevée, plus les résistances sont élevées, à toutes les échéances. Et pour une classe donnée un ciment de classe R développera à court terme des résistances plus élevées.

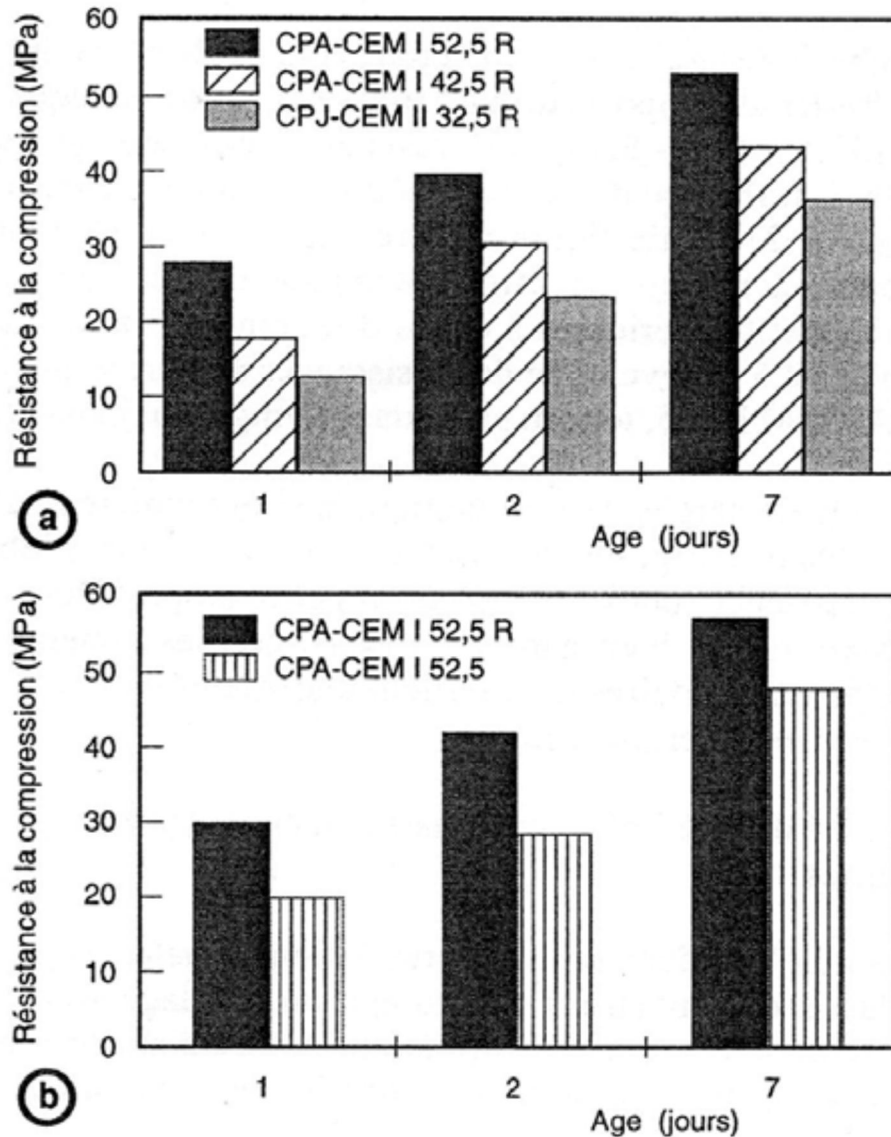


Figure II.4: Influence du type de ciment sur la résistance à la compression à court terme [7]

La résistance mécanique du matériau se développe durant l'hydratation : on parle alors de prise du béton. La formation progressive des hydrates permet l'obtention d'une matrice cimentaire résistante mécaniquement. Ces propriétés mécaniques sont mesurées par des essais de résistance en compression simple normalisés à 28 jours. On trouve parfois des mesures à différentes échéances permettant de suivre cinétiquement l'hydratation des matériaux.

La figure.II.5 montre l'évolution dans le temps de la résistance mécanique d'un béton($E/C=0,49$) confectionné avec différents ciments [1].

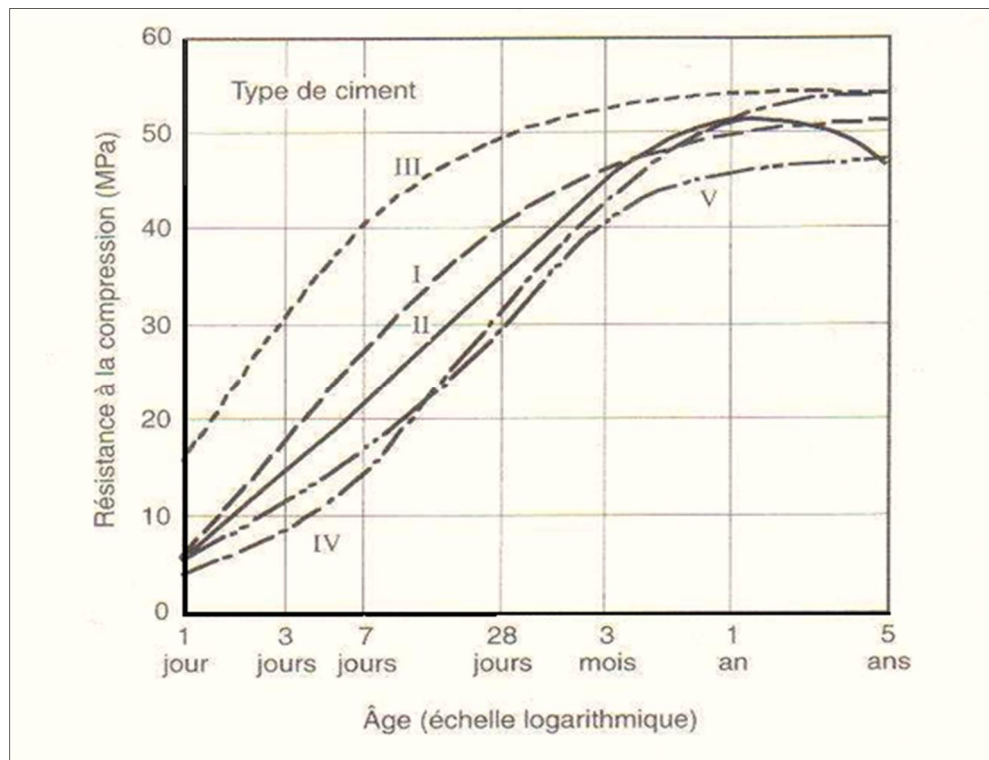


Figure II.5 : Développement de la résistance mécanique d'un béton [1]

Le développement de la résistance mécanique d'un béton est fonction de sa formulation et en particulier de la nature du ciment. Certains ciments comme les CEM I font l'essentiel de leur hydratation très tôt et développent donc l'essentiel de leurs propriétés mécaniques entre un et quelques mois. En revanche, pour des ciments à hydratation plus lente (comme les ciments mélangés, contenant de fortes proportions de laitiers de hauts fourneaux ou de cendres volantes), ce processus peut se dérouler sur plusieurs années.

II.2.3. Influence de Classe de résistance :

L'une des qualités essentielles à rechercher pour un béton est sa résistance mécanique à la compression.

L'essai est effectué sur éprouvettes cubiques ($10 \times 10 \times 10 \text{ cm}^3$) en tenant compte des deux modes de conservations suivants :

- **ENV I :** L'air ambiant du laboratoire ($T=20 \pm 2^\circ\text{C}$ et $HR=45 \pm 10\%$)
- **ENV II :** Cure dans l'eau pendant 28 jours à $T=20 \pm 2^\circ\text{C}$.

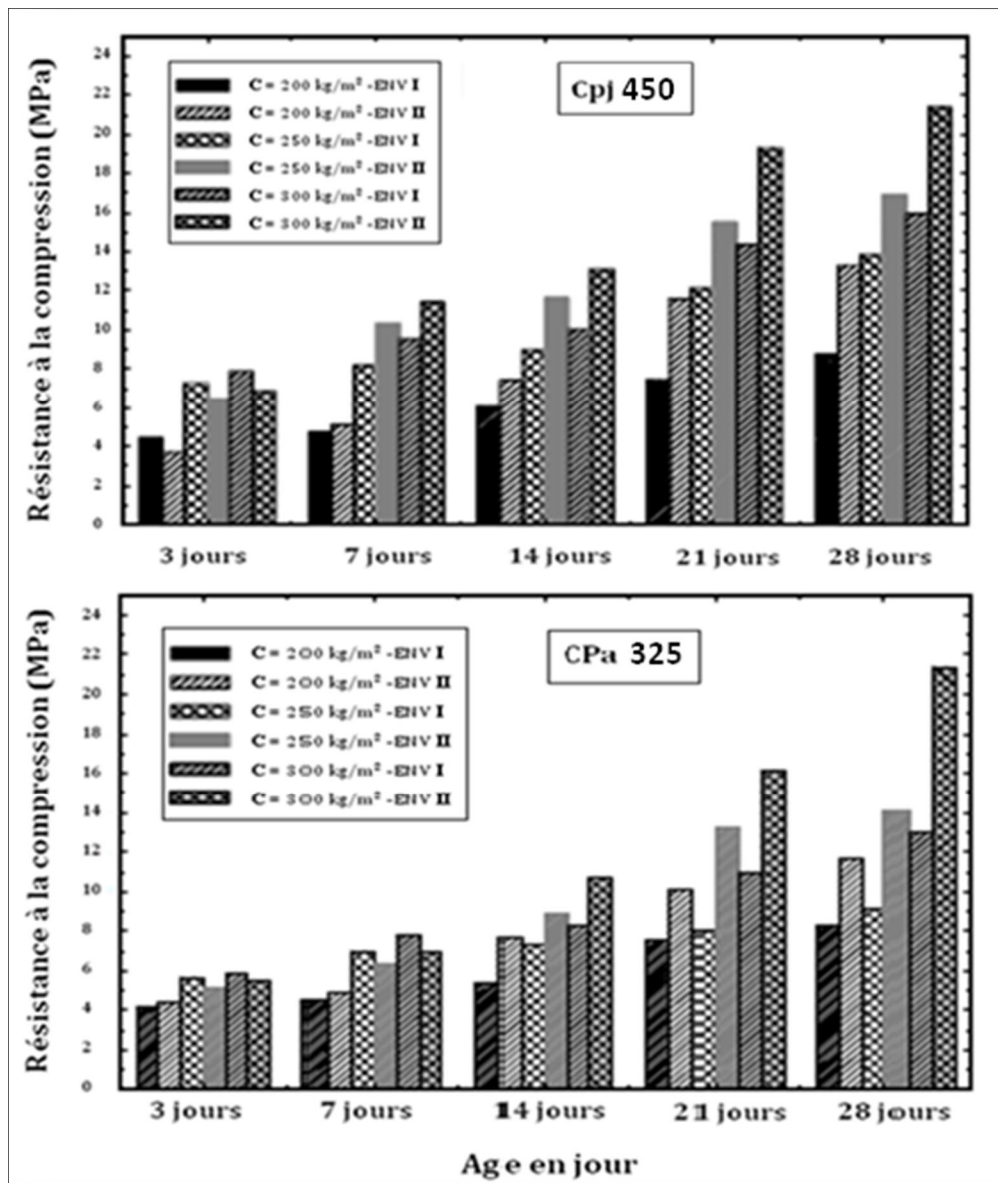


Figure II.6 : Evolution de la résistance à la compression du béton de classe (CPA32.5 - CPJ42.5) [38].

La figure II.6 représente sous forme d'histogrammes les résultats de la résistance à la compression à différents âges de durcissement pour les deux classes de ciment.

Ces résultats montrent que la résistance à la compression augmente en fonction de l'âge de mûrissement. Celle-ci procure au béton un gain de résistance à la compression de l'ordre de 18 à 34% pour un ciment CPJ 450 (CPJ42 ,5) et de 27% à 35% pour un ciment CPA 325 (CPA32 ,5).

Et aussi dans l'étude (Eurocode [BS EN 1992]), qui montre l'évolution de la résistance à la compression de bétons en fonction de leur classe du ciment figure II.7.

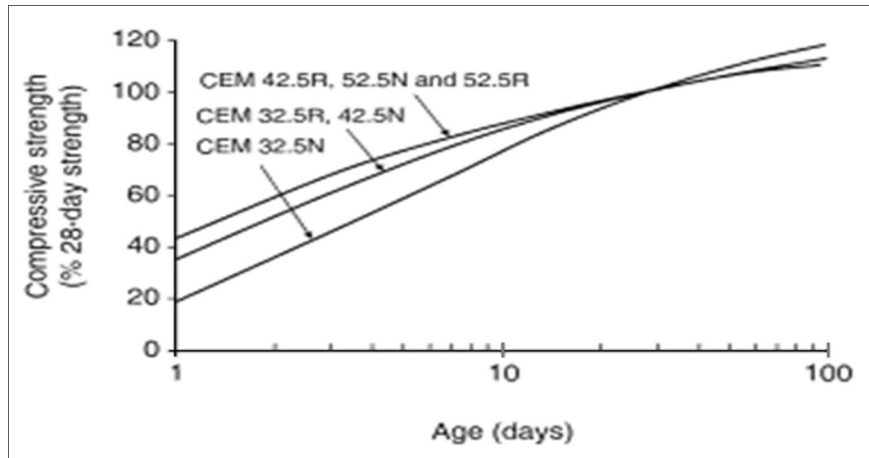


Figure II.7 : Influence de la classe de ciment [38]

Résistance entre 60 et 80% de 28 jours résistance. Le gain de résistance se poursuit bien au-delà de 28 jours, les réactions ne sont jamais complètes, et en présence d'humidité, le béton sera en fait de continuer à gagner en force pour l'année de nombreux, même si, bien sûr, le taux de croissance après ces moments-là sera très faible. La résistance à long terme au-delà de 28 jours est supérieure. C'est parce que la microstructure est formée de manière plus efficace à un rythme plus lent de l'hydratation. [39].

II.2. 4. L'influence de la Finesse des ciments :

L'influence des grains fins du ciment est importante aux premiers jours. Pratiquement les résistances croissent linéairement en fonction de la finesse de mouture aux premiers âges et jusqu'à 7 jours. Au-delà, l'influence de la finesse devient relativement moins importante. La figure II.8 représente l'évolution de la résistance en compression d'un béton en fonction de la finesse du ciment [1]

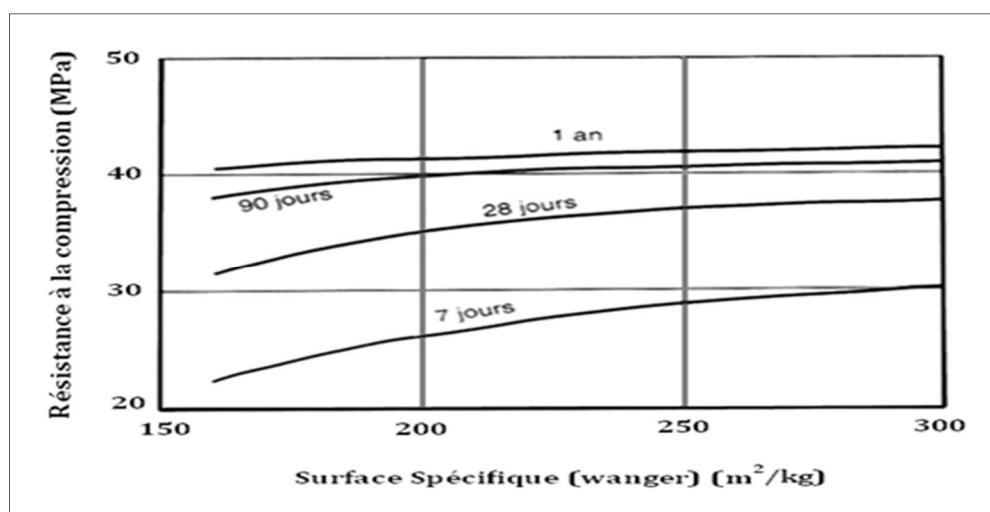


Figure II.8 : Relation entre la résistance du béton à différents âges et la finesse du ciment [1]

E.W Bennett et al [2.19] ont étudié l'effet de la finesse du ciment sur le développement de la résistance, ont montré qu'une finesse élevée se traduit par une hydratation rapide et de ce fait un développement de sa résistance à jeune âge.

II.3. Influence des eaux :

L'eau influe sur la qualité du béton surtout en termes de quantité et en termes de qualité, La quantité d'eau gâchage est contrôlée par le rapport eau sur ciment. Le rapport Eau/Ciment (E/C) est un paramètre qui influence certaines propriétés (physiques et mécaniques) du béton.

II.3.1. Influence du rapport eau sur ciment:

Neville [1], a étudié l'effet du rapport eau sur ciment (E/C) sur la résistance à la compression des bétons. Les résultats ont montré que la relation entre la résistance à la compression et du rapport E/C est donc approximativement linéaire pour les valeurs du rapport ciment/eau compris entre environ de 0.4 à 0.8 comme on le voit sur la figure, cette relation a été confirmée par Alexander et Ivanusec 1982

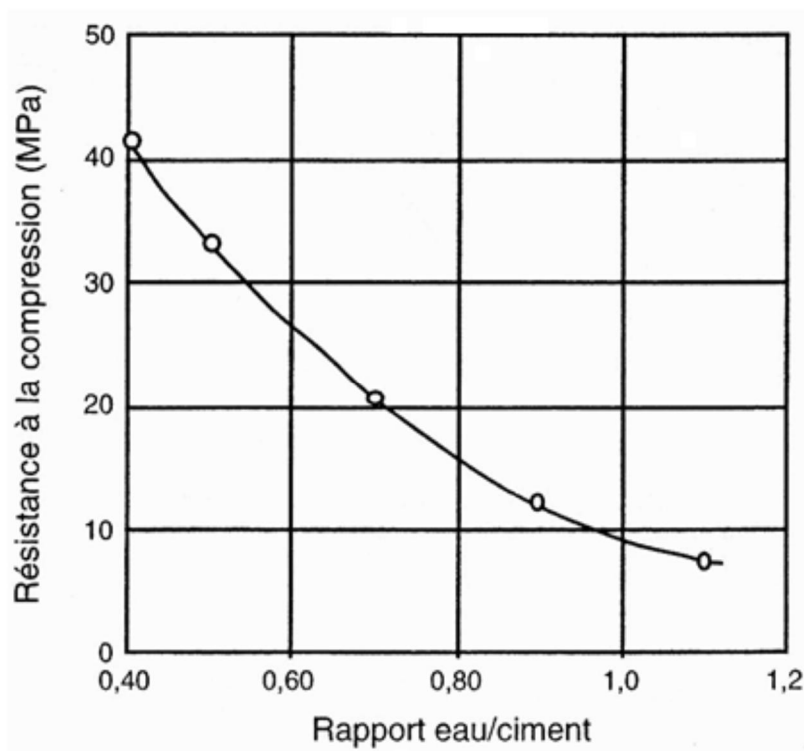


Figure II.9 : Relation entre le rapport E/C et la résistance à la compression à 7 jours et le rapport E/C d'un béton confectionné avec un ciment portland à durcissement rapide [1]

Chanvillard [17], montre que La résistance du béton en compression est d'autant plus élevée que le rapport de E/C diminue et que l'âge est plus grand, c'est-à-dire que la quantité d'eau de gâchage est faible. La figure II.10 représente l'influence du rapport de E/C sur la résistance en

compression mesurée sur des cylindres 15x32 et les bétons préparé avec un ciment de type I (ASTM) [17].

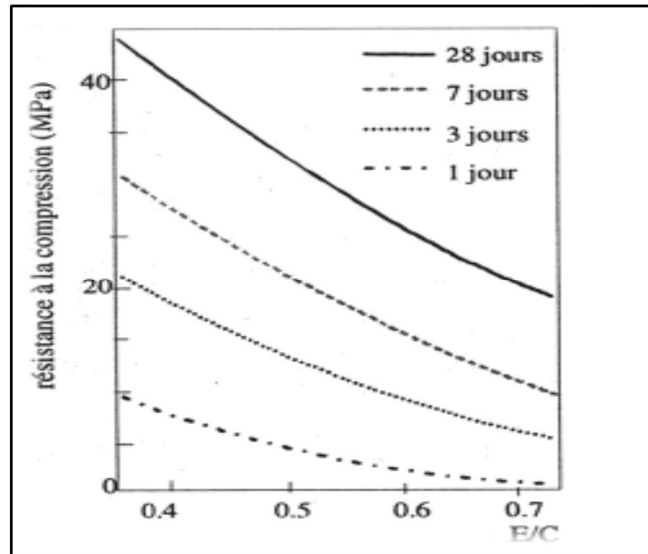


Figure II.10 : l'influence du rapport d'E/C sur la résistance en compression [17]

Le rapport eau/ciment aussi exerce une grande influence sur la porosité de la matrice cimentaire du béton durcis. Pour un E/C plus faible la porosité capillaire est en fait constituée d'un réseau de pores plus fin et plus discontinu [40].

Hearn et al [41] ont étudié l'effet du rapport eau sur ciment (E/C) sur l'avancement de l'hydratation. Les résultats ont montré que de faibles valeurs du rapport E/C entraînent un ralentissement des réactions d'hydratation au jeune âge. Une concentration élevée en C-S-H est obtenue plus rapidement quand la quantité d'eau interstitielle est faible. Au-delà de cette période, une baisse du E/C produit l'effet contraire.

Selon Acker et Baroghel-Bouny [42 et 43], la taille des pores est d'autant plus petite que le rapport E/C est faible.

II.3.2. Influence des qualités de l'eau :

On étudie les principales impuretés rencontrées et leurs actions sur le béton, que se soit frais ou durci [14].

a) . Les sulfates :

- En faible proportion : peuvent modifier la prise et le durcissement du ciment et donc modifier les résistances au jeune âge.
- En forte proportion : il y a réaction avec le ciment accompagnée de gonflement préjudiciable à la durabilité du béton.

b) . Les chlorures :

Ils peuvent agir comme accélérateur de prise et donc gêner l'ouvrabilité du béton. Il y aura encore une réaction avec le ciment.

c) . Les sels :

On peut trouver plusieurs sels dans l'eau. Ils peuvent jouer plusieurs rôles. On distingue :

- Le zinc, le cuivre, le plomb, l'étain et le magnésium : jouent le rôle de retardateurs de prise. A savoir que les chlorures de zinc et de cuivre sont très puissants ; et le nitrate est un puissant inhibiteur de durcissement (arrête le durcissement).
- Les iodates, phosphates, arsénates, borates, nitrates : sont des puissants réducteurs de résistance.
- Les sels de sodium (NaOH) ou de potassium (KOH) : sont des accélérateurs, mais ils réduisent les résistances à 28 jours. Ils peuvent être, en forte proportion, à l'origine de réactions alcalines avec les granulats ou d'efflorescences inesthétiques.

d) . Les huiles :

On distingue des huiles organiques ou minérales. Leur effet peut varier selon la proportion trouvée dans l'eau :

- En très faible proportion : leur effet lubrifiant est plutôt favorable à la réduction de l'eau de gâchage et donc à l'augmentation des résistances.
- En plus forte proportion : elles réduisent la liaison entre la pâte et les granulats et font chuter les résistances.

e) . Les sucres :

Ils réagissent avec le ciment pour donner des sels de calcium (saccharate de calcium) :

- En faible quantité : ce sont des puissants retardateurs.
- En plus forte proportion : ce sont des inhibiteurs de durcissements.

f) . Les détergents :

Ils sont par nature de puissants agents moussants. Même en faible quantité, l'air qu'ils entraînent au malaxage réduit la compacité du béton et donc ses résistances.

g) . Les algues en suspension :

Ce sont des produits organiques ayant une puissante action d'entraînement d'air. Ils ont les mêmes influences que les détergents.

h) . Les argiles en suspension :

- En raison de leur structure minéralogique, les argiles augmentent la demande en eau des bétons et, en augmentant le rapport E/C, contribuent à réduire les résistances mécaniques.
- En enrobant les granulats, les argiles peuvent également réduire la qualité de la liaison entre la pâte et les granulats et donc réduire les résistances mécaniques.

II. 4. Influence des granulats :

Les caractéristiques des granulats ont une grande influence sur celles des bétons : soit il y a une influence directe sur une propriété particulière du béton, soit il y a une influence sur le rapport E/C nécessaire pour obtenir la maniabilité voulue, avec toutes les conséquences qui en résultent sur la résistance et la durabilité. Pour réduire les coûts on cherche, autant que possible, à utiliser les granulats disponibles localement; dans quelques cas, cependant, le choix peut être orienté par le ou les objectifs techniques comme la maniabilité, l'aspect des parements, les résistances, la durabilité.

II. 4.1. Le rapport G/S :

Le rapport granulat/sable (G/S) correspond au rapport des volumes absolus qui, si G et S même masse spécifique, correspond au rapport des poids [10].

Récapitulant les principales qualités des bétons en fonction de leur G/S dont les indications sont tirées en partie des courbes expérimentales de la figure II.11.

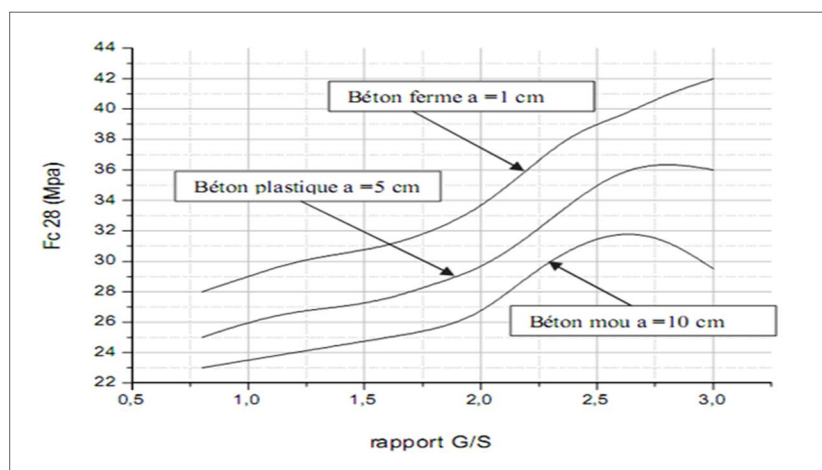


Figure II.11 : Variation de la résistance en compression à 28 jours en fonction du rapport G/S [10]

Pour les bétons courants il convient de ne pas dépasser un G/S supérieur à 1.2 [10].

Les appréciations concernant cette influence sur les différentes qualités des bétons sont résumées dans le **tableau II.1**

Tableau II.1 : Récapitulation des principales qualités des bétons en fonction de leur G/S [10].

Caractéristique	À G/S élevé par rapport à faible G/S
Ouvrabilité	Moins bonne surtout si G/S > 1,2
Résistance en compression	Meilleure surtout si G/S > 1,2
Résistance en traction	Sans corrélation apparente
Module d'élasticité	Sans corrélation nette sauf pour le module un plus élevé
Vitesse du son	Sans corrélation très nette
Retrait	Sans corrélation très nette
Compacité, Densité	Légèrement élevée pour G/S > 1,2

BOUTAMINE.S -KHARCHI.F ont montré en étudiant l'influence de rapport G/ S sur le béton, que

A) Plus G/S est élevé, plus le béton ne présentera des résistances mécaniques élevées par contre présente des difficultés de mise en œuvre par manque d'ouvrabilité

B) Pour un béton très plastique : riche en mortier, de bonne ouvrabilité donnant des paramètres de bonne apparence avec mise en œuvre facile mais ne permettant pas des résistances exceptionnelles on prendra

$$1.5 < G/S < 1.7$$

C) Pour un béton normal : du béton armé courant, de plasticité variable en fonction du dosage en eau, mise en œuvre facile et donnant de bonnes résistances

$$1.8 < G/S < 2$$

D) Pour un béton à forte compacité de consistance ferme présentant des résistances élevées mais sujettes à ségrégation $2 < G/S < 2.2$ et exceptionnellement 2.

La tendance actuelle est de ne pas dépasser en générale des valeurs de G/S de 1.5 à 1.6 légers sacrifices de la résistance au profit de l'ouvrabilité.

Et aussi dans l'étude de El Bahi [47] a montré en étudiant l'influence du rapport G/S sur la résistance à la compression du béton, que plus le rapport G/S est grande, plus les résistances sont grandes.

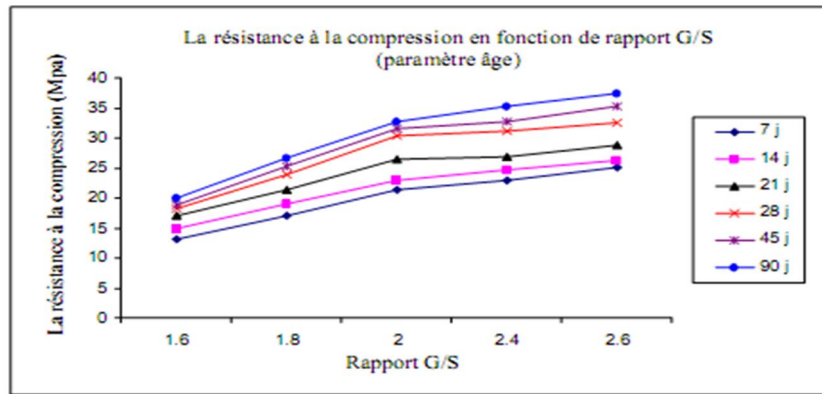


Figure II.12: la résistance à la compression en fonction de rapport G/S [47].

De Larrard [64], Le rapport optimum gravier/sable (environ 2) est le même pour le béton courant (340) kg/m³de ciment) que pour le béton à hautes performances (435 kg/m³de ciment).

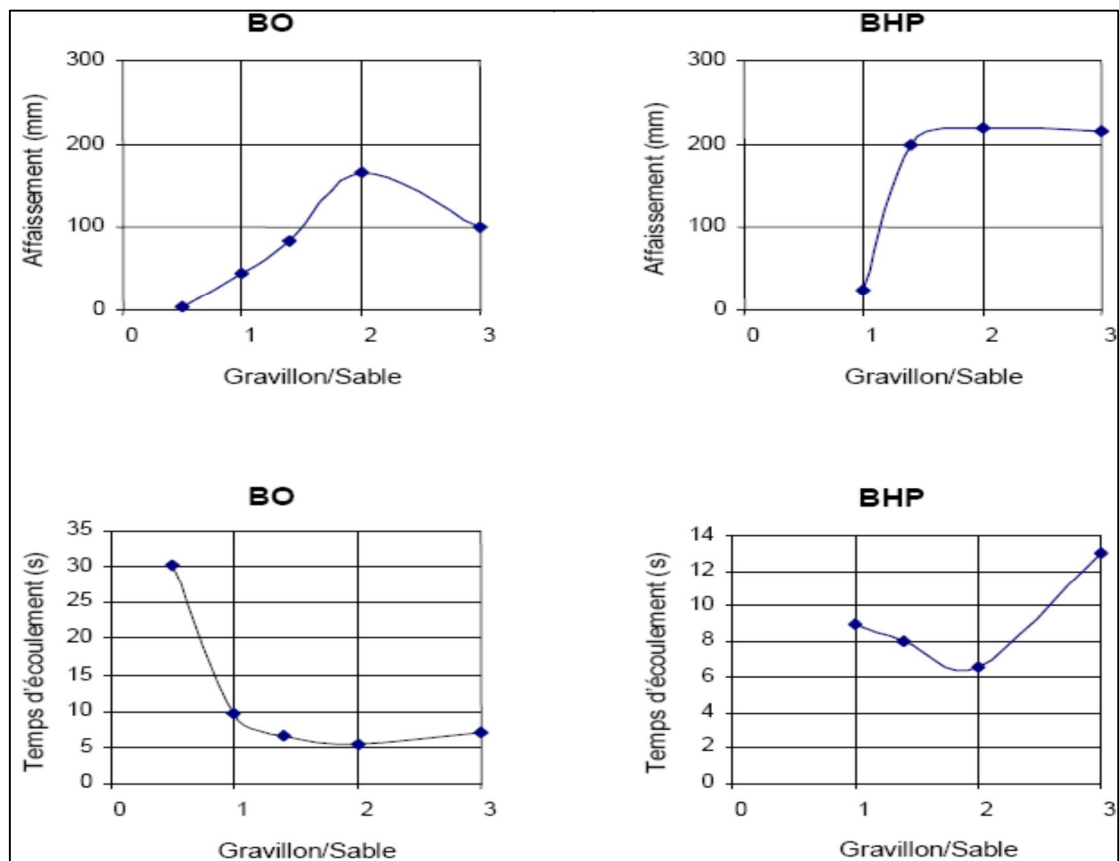


Figure II.13: Effet du rapport gravillon/sable (G/S) sur les propriétés du béton frais [64]

II. 4.2. Granularité des graviers :

Elle est fixée par le D prescrit ou admissible pour le béton à préparer en fonction de critères liés à la mise en œuvre (notamment la densité de ferrailage dans les coffrages). Les spécifications fixent les limites pour le passant au tamis intermédiaire $(d+D)/2$ garantissant une continuité suffisante ne nuisant pas à la maniabilité [14].

II. 4.3. Granularité des sables :

C'est l'un des termes les plus importants à considérer dans l'établissement d'une formulation de béton, notamment pour les paramètres suivants :

A) . La teneur en fines (Passant à 0,08 mm < 12%) :

Les fines confèrent au béton frais un pouvoir de rétention d'eau qui permet de s'opposer au ressuage et une cohésion qui assure le maintien de l'homogénéité (absence de ségrégation). Leur excès devient défavorable car il accroît la demande d'eau, donc le rapport E/C. Leur absence ne permet pas d'obtenir un béton suffisamment compact et réduit les résistances mécaniques. En ce qui concerne les granulats, seules les fines interviennent sur la couleur du béton [14].

B) . Teneur en éléments fins jugés par le module de finesse ($1,8 < M_f < 3,2$) :

Le module de finesse (MF) permet de juger globalement de la granularité d'un sable : un module de finesse élevé indique un sable grossier et un module faible caractérise un sable fin.

Sa valeur dépend surtout de la teneur en grains fins du sable. La norme, tenant compte des caractéristiques des gisements, fixe les limites à 1,8 et 3,2, mais l'optimum qui donnera le meilleur compromis résistance – maniabilité - maintien de l'homogénéité se situe à $2,5 \pm 0,35$ environ. [14].

C) . Continuité et régularité de la granularité :

Une bonne continuité de la courbe granulométrique est nécessaire pour obtenir un béton maniable (norme P 18-541).

II. 4.4. Influence de la taille maximale du granulat :

Concernant l'effet de la taille maximale du granulat, plusieurs chercheurs [69] ont publié des articles qui susciterent à l'époque beaucoup de discussion. La majorité des résultats présentés montraient un effet négatif de la dimension maximale du granulat (D) sur la résistance à la compression, à un rapport (E/C) constant. Cette constatation étonna la communauté scientifique, celle-ci présumant généralement qu'avec un D important, le béton, plus compact présenterait une résistance mécanique supérieure et une meilleure durabilité.

Cordon et al [45]. Ont étudiés l'influence de la taille maximale d'un volume global donné. Ils montrent que l'augmentation maximale du diamètre global a un impact négatif sur la résistance à la compression de l'eau faible à ciment (E / C) figure II.14.

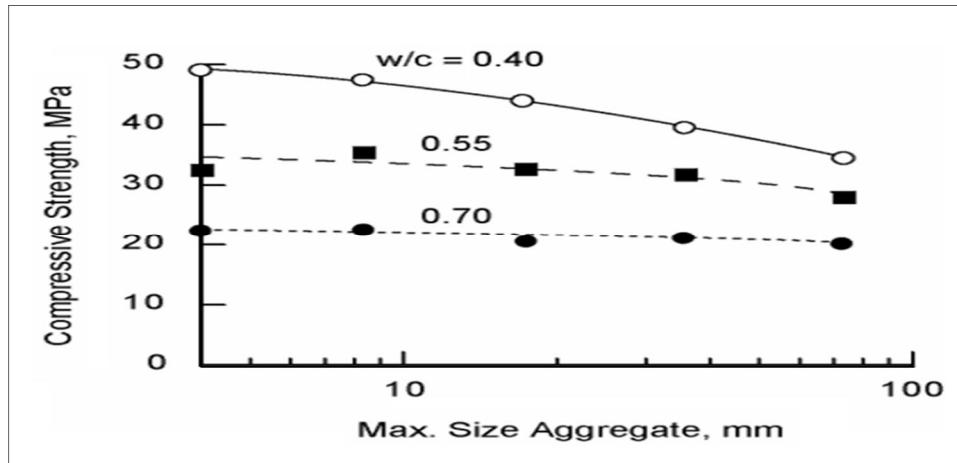


Figure II.14 : Evolution de la résistance à la compression en fonction de la taille maximale des granulats [45]

L'effet négatif de l'augmentation de la dimension maximale du granulats dans le béton s'applique à l'échelle de toutes les grosseurs, mais l'effet de la dimension des grains sur la diminution de la demande en eau est particulièrement important en dessous de 38,1 mm. Pour des dimensions supérieures, le bilan des deux effets dépend du dosage du béton [1], (Figure II.15).

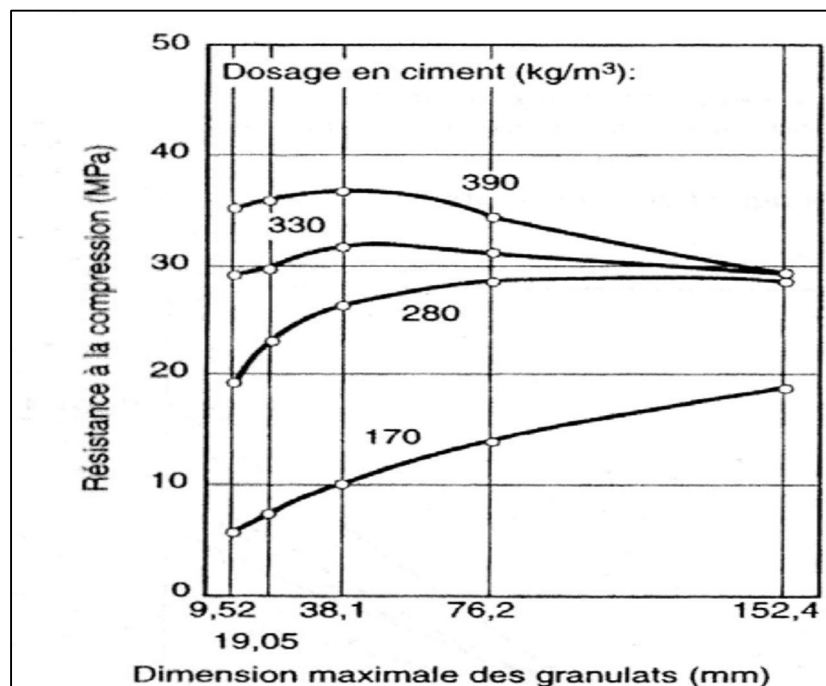


Figure II.15 : Evolution de la résistance à la compression en fonction de la taille maximale des granules [1]

II. 4.5. Coefficient d'aplatissement des gravillons :

C'est une mesure de la quantité d'éléments plats et allongés qui permet de juger de la forme des grains [14].

Une mauvaise forme nuit à la maniabilité, ce qui risque d'être compensé par un accroissement du dosage en eau, et favorise la ségrégation et l'apparition de défauts d'aspect.

II. 4.6. Propreté des granulats :

La pollution des granulats accroît la demande en eau, fait chuter les résistances et plus particulièrement la résistance au jeune âge, augmente les retraits et nuit à la durabilité des bétons. Une variation de la propreté des granulats, par interruption momentanée de lavage par exemple, peut s'accompagner d'une diminution de la résistance de l'ordre de 10 à 15%.

Tableau II.2 : Influence de la propreté des granulats sur la résistance des bétons [14]

Ciment	Origine et état du granulat		F_{c28} (MPa)	F_{c28} (%)
CPA CEMI 42.5	A	Lavé	32.9	100
		Non lavé	29.9	88
CPJ CEMII 32.5		Lavé	35.2	100
		Non lavé	29.3	83
CPA CEM I 42.5	B	Lavé	34.7	100
		Non lavé	31.3	90
CPJ CEM II 32.5		Lavé	36.0	100
		Non lavé	31.6	87

Les bétons ont été fabriqués avec les granulats du tableau II.2 le sable et le gravillon, dans un béton donné, étant toujours de même origine A ou B. La formulation du béton est la même quel que soit le granulat utilisé, qu'il soit lavé ou non. Le dosage en ciment est de 325 kg/m³ (CPA-CEM I 42,5) ou de 375kg/m³ (CPJ-CEM II 32,5) pour une dimension maximale du plus gros granulat, D = 20mm ; soit un rapport pondéral E/C d'environ 0,60 et 0,52, respectivement. Dans le cas présent, le dosage en eau nécessaire pour obtenir une consistance plastique augmente très peu quand le granulat est non lavé (moins de 2 %). Les baisses relatives de résistance dues au non lavage des granulats (colonne droite) sont comprises entre 10 et 17 % (résultats obtenus par Bascoul et Escadeillas du Laboratoire Matériaux et Durabilité des Constructions, pour le compte de l'ATILH) [14].

Baum et al. [46] préconisent le lavage des sables, car les propriétés des bétons à base de sable lavé sont améliorées. Cette amélioration était liée au fait que les sables non lavés contiennent une quantité d'argile qui peut affecter le comportement du béton.

II. 5. L'influence de l'Adjuvant (Les superplastifiants) :

Les superplastifiants sont des produits organiques qui, ajoutés à de faibles proportions (de 0,2 à 2 % environ) au béton frais permettent de réduire sa teneur en eau jusqu'à 30% [68]. L'utilisation de superplastifiants nous permet d'obtenir un béton fluide qui contient seulement la quantité d'eau nécessaire pour hydrater les grains de ciment.

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. 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 [1].

L'utilisation de superplastifiant dont l'action est schématisée sur la figure .II.17 permet de concilier la diminution de la teneur en eau et la fluidité du béton tout en conservant de bonnes performances mécaniques du matériau [1].

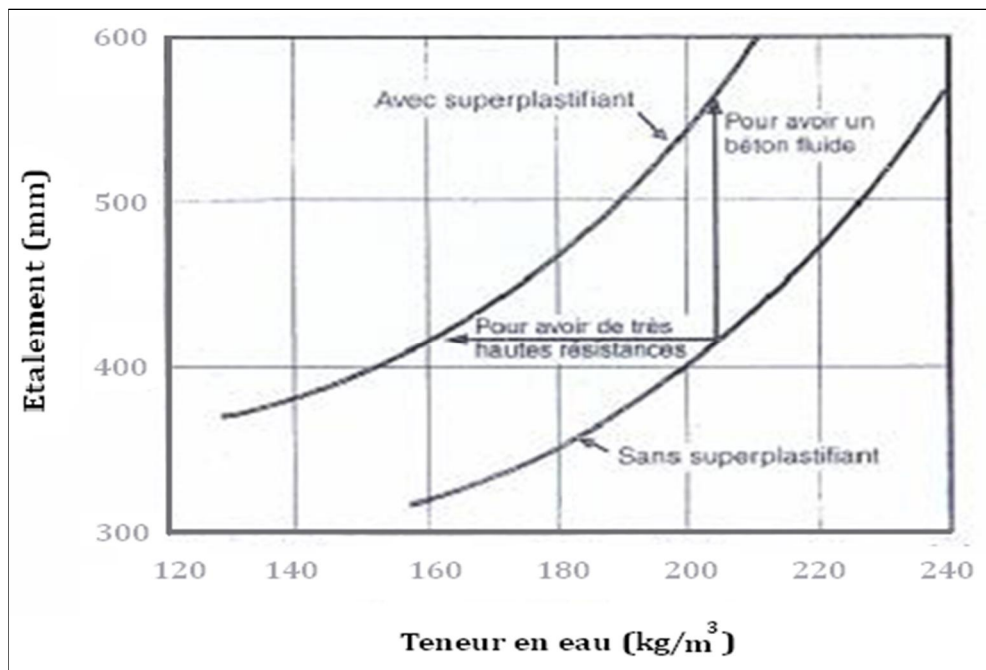


Figure II.16 : Relation entre l'étalement et le dosage en eau d'un béton avec et sans Superplastifiant [1]

Pour un rapport eau/ciment et une teneur en eau donnés dans le béton, l'action dispersante des superplastifiants, augmente considérablement la maniabilité du béton sans qu'il perde 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 [1].

La seconde utilisation des superplastifiants est la confection des bétons à maniabilité normale (figure II.17), 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 [1].

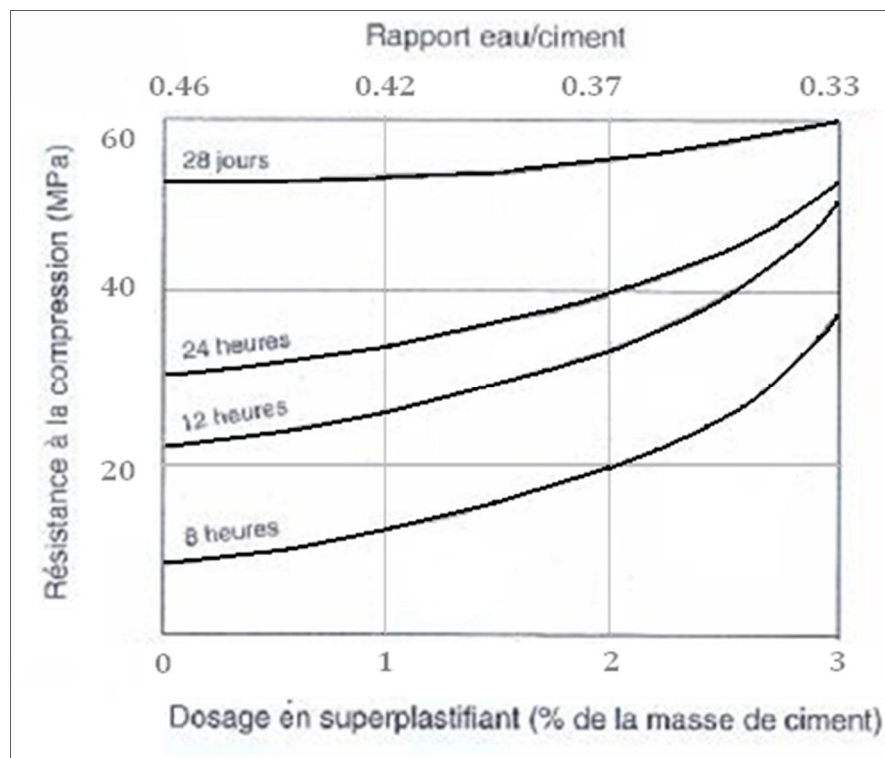


Figure II.17 : Relation entre résistance et le dosage en eau d'un béton avec et sans superplastifiants [1].

II. 6. L'influence des additions minérales :

Selon plusieurs études [19 ; 20 ; 14 ; 21;17 et 22] il y a trois principaux effets des additions minérales.

➤ Un effet granulaire (filler) :

L'effet granulaire relatif aux modifications induites par l'incorporation des additions minérales dans le squelette solide du mélange. L'effet granulaire agit lors de mise en œuvre du mélange et influe sur les propriétés rhéologiques, la densité et la compacité des matériaux cimentaires à l'état frais [19]. En effet, la présence des particules des additions réussissent à remplir les porosités du squelette granulaire et à libérer l'eau contenue dans les pores. Ces modifications conduisent à l'amélioration de l'ouvrabilité du béton à l'état frais et les performances mécaniques à l'état durci [21, 23].

➤ un effet physico-chimique et microstructural

L'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 les produits hydratés [24]. Ainsi la présence des additions provoque une accélération des réactions d'hydratation du ciment, ceci d'autant plus que les particules sont fines [car 00 mémoire bessa] Il en résulte que l'effet physico-chimique et microstructural des additions minérales agit sur l'évolution des résistances mécaniques aux jeunes âges et sur les propriétés physiques et microstructurales des matériaux cimentaires durcis [19,25]. agit essentiellement sur le processus d'hydratation du ciment et les produits hydratés [24].

➤ Un effet chimique :

L'effet chimique concerne la capacité des additions, caractérisées par des propriétés pouzzolaniques et ou hydrauliques, à réagir avec l'eau constituants anhydres ou hydratés du ciment, pour former de nouvelles phases minérales qui contribuent à la résistance mécanique au même titre que les produits hydratés du ciment [24]. L'effet chimique lorsqu'il est favorable, est complémentaire l'effet physico-chimique et microstructural. Son action sur les propriétés du matériau durci peut être quantifiée par la mesure du volume et de la nature des produits hydratés formés. Néanmoins, leur forte synergie rend difficile toute distinction claire entre deux effets et fait qu'ils peuvent être associés dans une notion unique plus large qui la contribution des additions minérales à l'activité liante du ciment [19]

II. 7. Influence de la Température et de l'Humidité

II. 7. 1. Influence de la Température :

Les essais de laboratoire sont habituellement effectués à une température contrôlée normalement constante. Comme les premiers essais ont été effectués dans des climats tempérés, la température choisie était généralement comparé entre 18 et 20, de sorte que la plupart des informations de base sur les propriétés des bétons frais et durcis sont fondées sur le comportement du béton à des températures.

Toutes les études venant de Klieger (1958), Verbeck et Helmuth (1968), Mamillan, (1970) Alexanderson (1972), Byfor (1980), Regoud et Gautier, (1980) , ont montré que: Plus la température de fabrication et/ou de mûrissement est élevée plus la résistance à court terme est élevée. Alors qu'à long terme, l'influence de température est inversée, c'est-à-dire que plus la température initiale est élevée, moins bonnes sont résistances.

L'influence de la température sur la résistance du béton à 1 jour et 28 jours est représentée par cette figure II.19 montre que plus la température de fabrication et de mûrissement du béton est élevé, plus la résistance à un jour de ce béton est élevé, alors que pour les âges de trois à 28 jours l'influence de la température change radicalement.

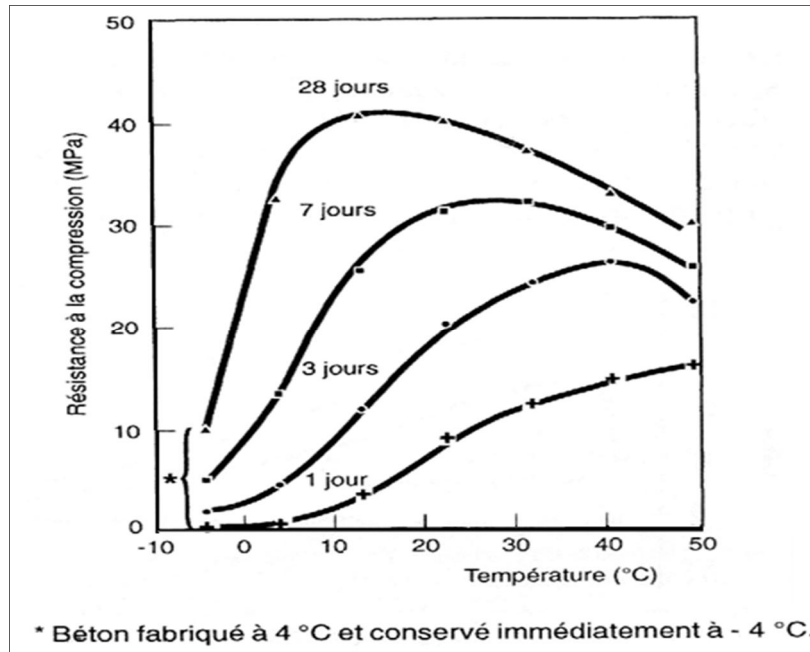


Figure II.18 : L'influence de la température sur la résistance à la Compression d'un béton [13]

En fait cette température optimale de mûrissement diminue lorsque l'échéance considérée augmente.

Toutefois l'augmentation des résistances du béton à court terme s'explique par le fait que l'hydratation du ciment est une réaction thermo activée. Ceci signifie que la vitesse à laquelle se fait cette réaction chimique croît avec la température.

De façon générale, la température de mûrissement subie par le béton au jeune âge peut :

- ✓ être imposée à celui-ci par un apport thermique de chaleur extérieure, c'est-à-dire en lui faisant subir un traitement. Dans ce cas, des températures élevées peuvent être atteintes dans des éléments, quelles que soient leurs dimensions.
- ✓ être provoquée par l'exotherme de la réaction d'hydratation du ciment. En effet, dans certaines conditions, la seule chaleur dégagée lors de l'hydratation du ciment peut conduire à des élévations de température supérieure à 50°C dans le béton.

II. 7.2. L'influence de l'Humidité :

Le degré d'humidité du milieu de conservation a une influence importante sur la résistance du béton. C'est ainsi que des essais comparatifs montrent, par rapport à la résistance de base 100 donnée par des éprouvettes conservées 28 jours humides, les différences consignées dans le tableau suivant :

Tableau II.3 : Influence de l'humidité sur l'augmentation de la résistance du béton [14]

Âge	Conservation après 28 jours d'âge	
	Humide	Sec
28 jours	100	-
90 jours	130	127
180 jours	150	134
365 jours	179	138
730 jours	190	140

De toute façon la dessiccation du béton est toujours défavorable essentiellement dans les premiers jours et un manque de protection peut provoquer sur une éprouvette de contrôle une chute des résistances de l'ordre de 10 % alors que sur l'ouvrage, indépendamment de la baisse des résistances, des risques de fissuration sont en plus à craindre. Concernant les éprouvettes de contrôle de béton, la norme spécifie une conservation à $20\text{ °C} \pm 2\text{ °C}$ puis dans l'eau ou une chambre humide à 95 % minimum d'humidité relative; le non-respect de ces prescriptions fait perdre toute valeur significative aux résultats à 28 jours. Il faut ajouter à ces remarques que les ciments de laitier sont encore plus sensibles que les Portland à une dessiccation prématurée [14].

La figure II.19 par exemple montre l'influence de l'humidité sur l'augmentation de la résistance à la compression du béton.

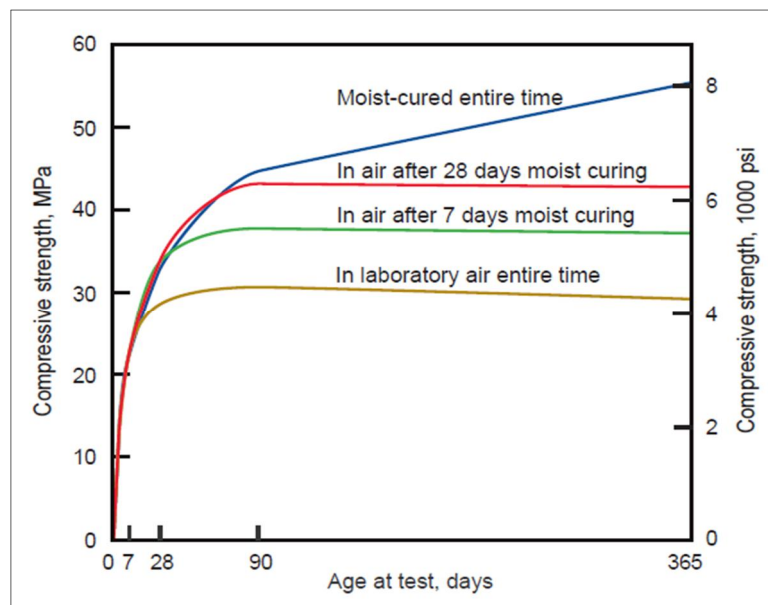


Figure II.19 : Influence de l'humidité sur l'augmentation de la résistance à la compression du béton [28]

II.8. Conclusion :

En général, les influences des ciments sur la qualité du béton prouvent que les bonnes qualités de ce dernier sont obtenues par augmentation des quantités du ciment. Or, le ciment est le matériau le plus cher parmi les constituants du béton ; et les gens cherchent toujours à construire d'une façon plus économique. Là, pour avoir ce qu'on veut ou un peu de ce qu'on veut, on doit se concentrer de plus sur quelques qualités du ciment en tenant compte de leurs influences de façon à pouvoir diminuer la quantité du ciment. L'emploi de granulats présentant de bonnes caractéristiques permettra l'obtention de bétons de qualité, satisfaisant les critères de maniabilité, d'aspect des parements, de résistances et de durabilité et présentant une bonne constance des caractéristiques.

CHAPITRE III

Matières premières, formulation des bétons et
mesures expérimentales

III.1 Introduction :

Nous présentons dans ce chapitre les caractéristiques des matériaux utilisés pour la confection du béton et les méthodes des essais qui seront mises en œuvre dans la suite de ce travail ; Nous avons procédé à des essais de caractérisation en laboratoire du département de génie civil de l'université de Biskra et laboratoire de cimenterie d'Ain Kbir et aussi le laboratoire de cimenterie d'Ain Touta.

Nous avons utilisé pour la confection du béton des matériaux locaux (composants usuels dans la région).

III.2 NORMES CONSULTEES :

Les travaux et les manipulations de laboratoire ont été réalisés suivant les exigences des normes suivantes :

- NF P15-301 Liants hydrauliques, ciments courants
- NF P 18-404 et NF P 18-405 Confection et conservation des éprouvettes
- NF P18-406 Résistance à la compression
- NF P18-407 Résistance à la traction par flexion
- NF P18-408 essais de fendage
- NF P18-451 Essai d'affaissement
- NF P18-553 Granulats (préparation d'un échantillon pour essai)
- NF P18-554 et 555 Mesures des Masses volumiques
- NF P18-560 Analyse granulométrique par tamisage
- NF P18-573 Essai d'abrasion (Essai Los-Angeles)
- NF P18-597, 598 et EN 933-8 Equivalent de sable
- EN 932-1 Propriétés générales des granulats (partie 1)
- EN 932-2 Propriétés générales des granulats (partie 2)
- NF EN 196-3 Détermination du temps de prise et de la stabilité
- NF EN 196-6 Détermination de la finesse
- NF EN 12350-5 Essai pour béton frais: Essai d'étalement à la table à chocs
- NF EN 12390-1 Forme, dimensions et autres exigences relatives aux éprouvettes et aux moules
- NF EN 12390-2 Confection et conservation des éprouvettes pour essais de résistance
- NF EN 12390-3 Résistance à la compression des éprouvettes
- NF EN 12390-5 Résistance à la flexion sur éprouvettes
- NF EN 12390-6 Résistance en traction par fendage d'éprouvettes

III.3 Matière première

III.3.1 Le ciment :

Les différents bétons ont été formulés à base de trois ciments :

- ✓ Un ciment portland composé (CPJ) provient de la cimenterie de Msila:
 - CPJ de classe 42.5
 - CPJ de classe 32.5
- ✓ Un ciment portland artificielle CPA prépare au laboratoire.

III.3 .1.1. Les caractéristiques chimique et minéralogique des ciments utilisés:

La composition chimique de CPJ a été établie dans la cimenterie de M'sila. Elle est présentée au tableau III.1.

Tableau III.1 : Composition chimique du ciment (%)

Composition chimique	CaO	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	MgO	K ₂ O	Na ₂ O	SO ₃	Cl	LOI	Chau libre
Teneur (%) CPJ 42.5	62.37	20.81	4.23	5.52	2.40	0.52	0.03	2.34	0.021	3,09	1.09
Teneur (%) CPJ 32.5	59,85	19,76	5,47	4,16	2,56	0,71	0,21	2,19	0,012	8,700	0,84

L'analyse chimique de CPA réalisé au laboratoire de la cimenterie d'Ain Touta a donné les résultats récapitulés dans le tableau

Tableau III.2 : Composition chimique du ciment CPA (%)

Type de ciment	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	Résidus insoluble
CPA	21.56	5.24	4.22	66.6	0.86	0.52

La composition minéralogique calculée à l'aide des équations de Bogue [48] :

Les équations ou formules de Bogue :

- $C_3S = 4,071 CaO - 7,602 SiO_2 - 6,719 Al_2O_3 - 1,430 Fe_2O_3$;
- $C_2S = 8,602 SiO_2 + 5,068 Al_2O_3 - 3,071 CaO + 1,079 Fe_2O_3$;
- $C_3A = 2,650 Al_2O_3 - 1,692 Fe_2O_3$;
- $C_4AF = 3,043 Fe_2O_3$.

Le tableau III.3 montre la composition minéralogique déterminée d'après la formule de Bogue.

Tableau III.3 : Composition minéralogique du ciment (Bogue)

Composition minéralogique	CPJ 42.5 (%)	CPJ 32.5 (%)	CPA (%)
C ₃ S	60	51	65.98
C ₂ S	15	18	12.04
C ₃ A	2	7	6.75
C ₄ AF	17	13	12.84



Figure III.1 : Laboratoire de-Ain Kebira (Spectromètre)

III.3 .1.2. Les caractéristiques physiques des ciments utilisés :

Conformément aux normes [NF EN 196-3, NF EN 196-6] sur les ciments des essais physiques de prise, de masse volumique et de spécifique de Blaine.

- **Le temps de prise**

Le début ou la fin de prise dépend de plusieurs paramètres, il varie notamment suivant la composition chimique et la finesse de mouture de ciment étudié, il dépend aussi de la température ambiante et, le cas échéant, des dosages en adjuvant, utilisés à une même température et sans adjuvant, deux ciments différents pourront se distinguer, par une plus ou moins grande rapidité de prise. L'objectif de l'essai est de définir, pour un ciment donné, un temps qui soit signification de cette rapidité de prise. [EN196-3].



Figure III.2 : Dispositif employé pour le calcul de la consistance, du temps de prise (Vicat)

- **Masse volumique absolue :**

Le principe de la mesure consiste à mesurer le déplacement de niveau d'un liquide inerte vis à vis du ciment contenu dans un récipient lorsqu'on y introduit une masse donnée du ciment.

On utilise dans cette mesure pour déterminer la masse volumique absolue, par la méthode du flacon (utilisé s'appelle un pycnomètre). A été réalisé conformément à la norme [NF EN 1097-7*], (* Norme s'appliquant aux fillers, à défaut d'une norme ciment.).

- **La finesse :**

L'étude de la finesse de mouture, pour les liants est indispensable puisqu'il influe considérablement sur la résistance mécanique, la maniabilité...etc. La finesse d'un ciment peut être caractérisée par sa **surface massique** : c'est la surface totale des grains contenus dans une unité de masse exprimée en m^2 / kg de poudre ou (cm^2/g) . Elle est calculée en fonction du temps au moyen de l'appareil appelé (perméabilimètre de Blaine), selon la norme [NF EN 196-6]. La surface massique (spécifique) est calculée par la formule :

$$S = K_t \times K_d \times K_a \times \sqrt{T}$$

- K_a : constante de l'appareil (0.255) ;
- K_d : constante de la masse volumique absolue de ciment ;
- K_t : la constante de la température de l'air ambiant ;
- T : temps mesuré en seconde.

Faire trois mesures et prendre la moyenne arithmétique des trois temps.

Les résultats de ces différents essais physiques sur les ciments Elles sont présentée au tableau III.4.



Figure III.3 : Dispositif employé pour le calcul de la finesse (Blaine)

Tableau III.4. : Essais physiques sur le ciment

Ciments	Temps de prise (min)		Masse volumique absolue	Surface spécifique de Blaine (cm ² /g)
	Début	Fin		
CPJ 42.5	160	250	3.05	4666
CPJ 32.5	165	255	2.85	3740
CPA	140	202	3.02	4500

III.3 .1.3. Les caractéristiques mécaniques des ciments utilisés :

Les ciments sont classés d'après leur résistance mécanique minimale, à la rupture par compression à 28 jours d'âge, mesurée sur des éprouvettes prismatique (4x4x16 cm) en mortier normale [NF EN 196-1].

Les éprouvettes (4x4x16 cm) utilisées pour ce d'essai, Premièrement testés en flexion, puis les demi-prismes (cube équivalent) issus de la rupture des prismes par flexion sont ensuite testés en compression par écrasement.

Un mortier normal contiendra, en poids : 1partie de ciment, 3 parties de sable normal 0.45 partie d'eau. (Mc = 500g, Ms =1450g, Me = 225g), (E/C = 0.45).

Les résultats des essais de résistance figurent dans le tableau III.5.

Tableau III.5 : Résistance à la traction, à la compression et à la flexion du ciment

Ciments	Résistances en (MPa)		
	à la compression (Rc)	à la traction (Rt)	à la flexion (Rf)
CPJ 32.5	47	4.55	5.35
CPJ 42.5	49	4.63	5.43
CPA	55.8	9.4	5.43



Figure III.4 : dispositif employé pour le calcul la résistance à la traction, à la compression et à la flexion du ciment

III.3 .2. Les Granulats :

Des granulats locaux ont été utilisés pour fabriquer les bétons :

- ✓ Le sable naturel de granulométrie 0/5 provient d'oued-Lioua (Biskra) ;
- ✓ Trois fractions de gravier (3/8,8/16, 16/25) de Ain Touta (Batna) .

III.3 .2.1. Les caractéristiques géométriques :

➤ Analyse granulométrique :

L'analyse granulométrique a été réalisée conformément à la norme [NF EN 933-1], qui permet de déterminer la grosseur et les pourcentages de grains constituant l'échantillon. En utilisant une série de tamis, emboîtés les uns sur les autres, dont les dimensions des ouvertures sont décroissantes du haut vers le bas, le matériau étudié est placé en partie supérieure des tamis et le classement des grains s'obtient par vibration de la colonne de tamis.

1) Sable :

La granularité du sable est déterminée selon la norme [NF EN 933-1], les résultats d'essais sont présentés dans Figure III.6



Figure III.5 : Procédure de tamisage (Laboratoire de GC de l'Université de Biskra)

• Module de finesse :

C'est un facteur très important, qui nous permet de juger la grosseur du sable. Il est exprimé par le rapport de la somme des refus cumulés des tamis de mailles : 0.16-0.315-0.63-1.25-2.5 et 5 (mm) sur 100, déterminée selon la norme [NFP 18-540].

Calculé par la relation suivante :

$$M_f = \sum \frac{R_c}{100}$$

Les résultats obtenus sont représentés dans le **tableau III.6**.

Tableau III.6 : module de finesse (M_f) de sable.

Type de sable	Module de finesse (M_f)
Sable 0/5 « Lioua »	1.64

($1.5 < M_f < 2$) ; Donc, notre sable est considéré comme un sable fin.

2) Pierres concassées :

L'analyse granulométrique des Pierres concassées a été réalisée conformément à la norme [NF EN 933-1]. Les résultats obtenus de chaque type de gravier, sont regroupées dans la figure III.1 ci-dessous :

• **Courbe granulométrique des granulats :**

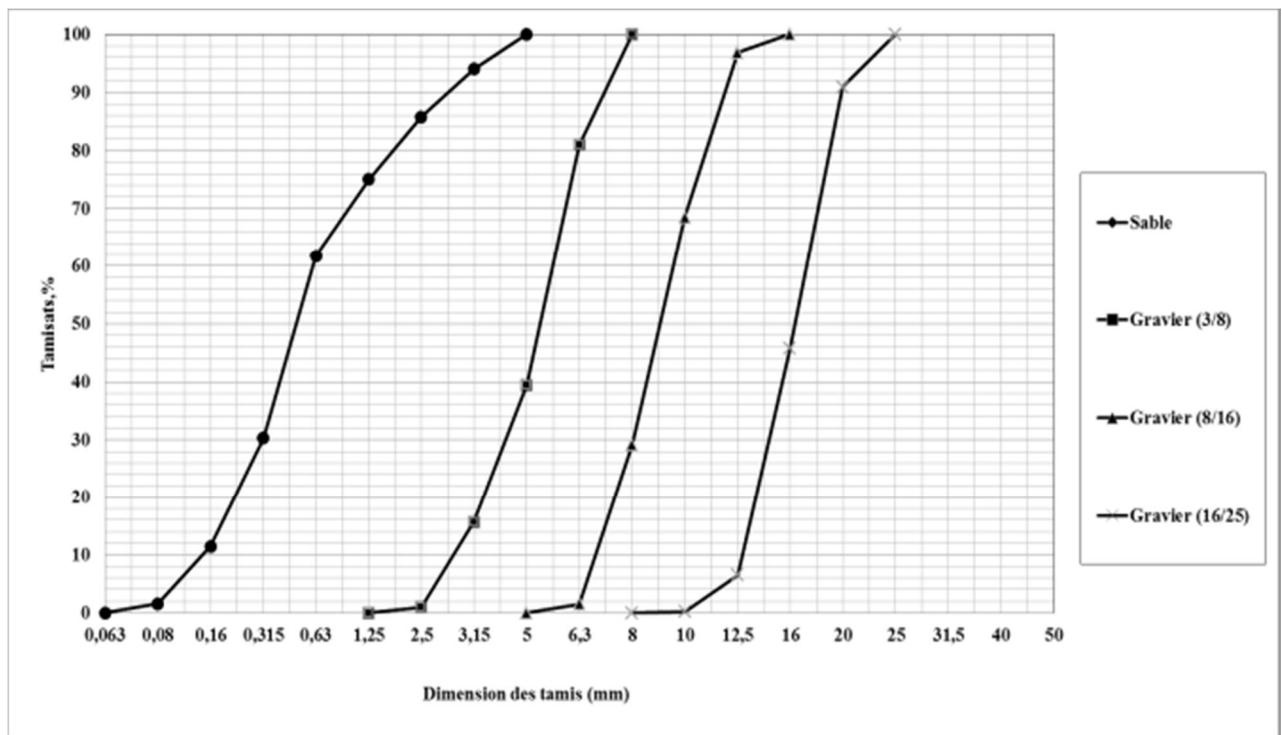


Figure III.6 : Courbe granulométrique des granulats

III.3 .2.2. Les caractéristiques Analyse chimique des granulats utilisés :

Les résultats de l'analyse sont donnés par le tableau III.7.

Tableau III.7 : Analyse chimique des granulats utilisés

Composantes	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃	K ₂ O	Na ₂ O
Teneur (%)	0.84 - 0.92	0.3 - 4.87	0.72	45.42 - 54.3	2.52	1.10	0.02 - 0.7	0.04 - 0.20

III.3 .2.3. Les caractéristiques physiques :**III.3 .2.3.1. Masse volumique :**

Les masses volumiques apparentes et absolues des différents granulats étudiés sont mesurées d'après la norme [NF P 18-554] (gravier) et [NF P 18- 555] (sable), les résultats sont résumés dans le tableau III.8.

Tableau III.8 : Masses volumiques des granulats utilisés.

Masse volumique (g/ml)	Gravier 3/8	Gravier 8/16	Gravier 16/25	Sable
Apparente	1.46	1.36	1.34	1.62
Absolue	2.7	2.7	2.7	2.5

III.3.2.3.2. Absorption d'eau :

On détermine un coefficient d'absorption qui est défini comme le rapport de l'augmentation de la masse de l'échantillon après immersion pendant 24 heures à 22° C à la masse sèche de l'échantillon conformément à la norme [NF P 18-554] et [NF P 18- 555].

Les résultats de cet essai sur les granulats étudiés sont présentés dans le tableau III.9.

Tableau III.9 : Les résultats d'absorption d'eau pour les granulats utilisés.

	Gravier 3/8	Gravier 8/16	Gravier 16/25	Sable
Abs (%)	1	0.48	1.02	12

III.3 .2. 3.3. Propreté des granulats :

- a) Gravier (lavé et non lavée) :**

L'essai de propreté des graviers consiste à déterminer le pourcentage d'élément de taille inférieur à 0.5 mm, que l'on obtient par lavage sur un tamis de 0.5 mm d'ouverture. Le pourcentage prescrit par la norme [NF P 18-591], graviers lavée concassés (ne pas dépasser **3%**). Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau III.10.

Tableau III.10 : résultats de pourcentage d'impuretés de gravier (lavée et non lavée)

Gravier	m (g)	m ₂ (g)	pourcentage d'impuretés (%)
Lavée	8000	0	0
Non lavée	8000	409	5.11

- b) Sable (équivalent de sable):**

Cet essai, utilisé de manière courante pour évaluer la propreté des sables. L'essai consiste à séparer les particules fines contenues dans le sable des éléments sableux plus grossiers,

conformément à la norme [NF P18 - 598]. Les résultats de l'essai sur le sable utilisé figurent au tableau III.11.

Tableau III.11 : Résultats d'équivalent de sable.

Type de sable	ESV%	ES%	Nature et qualité du sable
Sable 0/5 « Lioua »	83.63	76.36	Sable légèrement argileux, de propriétés admissibles pour béton



Figure III.7 : dispositif employé pour le calcul de l'équivalent de sable

III.3 .2.4. Les caractéristiques mécaniques :

➤ **Résistance à l'abrasion (Los – Angeles)**

La dureté des granulats utilisés a été contrôlée par l'essai de Los- Angeles conformément à la norme [NF P 18 - 573], qui exige la valeur limite de 40% à ne pas dépasser.

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau III.12.



Figure III.8 : Appareil de Los Angeles (Laboratoire de GC de l'Université de Biskra)

Tableau III.12 : Résultats de Los –Angeles

GRAVIER		Los Angeles (%)	Nature de la roche
M_1 (g)	M_2 (g)	21.64	(20 < LA < 30) dure
5000	3918		

III.3 .3. LES ADDITIONS MINERALES

Les additions minérales utilisées dans ce travail sont la pouzzolane de la région de Beni Saf de l'ouest de l'Algérie, le laitier du complexe sidérurgique d'El Hadjar wilaya d'Annaba et le sable de dune de la région de Biskra. Par la suite nous avons effectué leurs broyages dans un broyeur à boules au sein des laboratoires de la cimenterie d'Ain kebira et de Biskra (Figure III.9 et Figure III.10). Les analyses chimiques (Tableau III.13) ont été effectuées au niveau du laboratoire de chimie de la cimenterie de-Ain Touta (Batna).

L'analyse chimique et les propriétés physiques des additions minérales sont indiquées dans les tableaux III.13 et III.14 respectivement.

Tableau III.13. Composition chimique des additions (%)

Additions	Teneurs en %									
	CaO	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	MgO	K ₂ O	MnO	Na ₂ O	SO ₃	P.F.
Pouzzolane	10.30	44.80	18.05	10.55	3.45	1.70	/	4.10	1.60	4.20
Laitier	43.01	40.70	5.3	0.50	6.43	/	3.01	/	0.81	/
Sable de dune	17.5	74.64	1.3	0.83	0.32	0.44	/	/	0.06	5.05

Tableau 14. Propriétés physiques des additions

Type d'addition	Pouzzolane	Laitier	Sable de dune
La masse volumique apparente (kg/m ³)	1100	1210	1275
La masse volumique absolue (kg/m ³)	2670	2954	2690
La Finesse (cm ² /g)	6000	4000	4000



Figure III.9 : Broyeur utilisé au laboratoire de l'Université de Biskra



Figure III.10 : Broyeur utilisé au laboratoire de la cimenterie d'Ain kebira

III.3.4. Eau :

En référence à la norme [NF EN1008], l'eau de gâchage doit être vérifiée trois critères (chimique, physique et mécanique) si elle présente un doute .pour éviter tout risque nous avons opté pour une eau de gâchage qui est l'eau potable qui ne présente aucun risque d'après la norme suscitée.

L'eau de gâchage utilisée dans notre étude est une eau potable (eau du robinet) fournie au laboratoire de Génie-civil à l'université de Biskra.

III.4. Formulations des bétons :

La composition d'un béton consiste dans la détermination des diverses quantités de granulats (sable, gravier), de ciment et d'eau qu'il est nécessaire de mettre en présence pour obtenir un mètre cube de béton. De nombreuses méthodes existent pour composer un béton. Dans le cadre de cette étude, en utilise deux méthodes de formulation de béton la méthode B.Scramtaïv et Dreux – Gorisse (Les courbes granulaires de référence "OAB" ainsi que les proportions volumiques, sont tracées, selon « Dreux » sur les graphiques granulométriques des matériaux. Ensuite on a calculé les quantités des constituants granulaires des mélanges dans les formulations par la méthode de «Scramtaïv».)

Les premiers essais sur bétons que nous présentons sont des essais classiques qui ont été effectués selon les normes en vigueur, et après une étude accrue de la formulation la plus adaptée.

Dans cette recherche nous avons travaillé sur l'effet des différents paramètres technologiques, sur le comportement des bétons.

- **Campagne 1** : Pour atteindre l'objectif visé par la première étape de l'étude, nous avons confectionné des bétons cas par cas (paramètre par paramètre) .
- **Campagne 2** : Ensuite, à partir des meilleurs résultats pour la première étape, nous avons réalisé d'autres essais par les paramètres les plus importants.
- **Campagne 3** : Incorporation des additions minérales (Laitier, Pouzzolane et sable de dune) dans les ciments avec 10% ,20 % et 30% de chaque addition. Pour cette partie qui concerne l'utilisation des additions minérales, nous avons choisi d'utiliser la meilleure formulation de la deuxième étape (un dosage fixe a été utilisé, soit 400 kg/m^3 et avec rapport E/C : 0.4, et rapport S/G=0.4, $D_{\max}= 10\text{mm}$) .
- **Campagne 4** : Etude de la durabilité et déformabilité des types des bétons (BT,BPZ ,BL et BSD avec 10% d'addition) De ce fait, les mélanges réalisés sont:

Tableau. Composition des bétons en (kg/m³)

	BT	BP	BLA	BSD
Eau/Ciment	0.4	0.4	0.4	0.4
Eau	160	160	160	160
Ciment (kg/m ³)	400	360	360	360
Sable (0/5) (kg/m ³)	530	530	530	530
Pierre concassée (kg/m ³)	1325.4	1325.4	1325.4	1325.4
Sable/ Pierre concassée	0.4	0.4	0.4	0.4
Pouzzolane	/	40	/	/
Laitier	/	/	40	/
Sable de dune	/	/	/	40

III.5. Confection et cure des éprouvettes :

La confection des éprouvettes est faite conformément aux normes [NF P 18-404 et 405 et NF EN 12390-2]. Les essais de compression, d'absorption d'eau par immersion, de durabilité et de ramollissement ont été réalisés sur des éprouvettes cubiques (10x10x10) cm³ [NF P18-406]

Les essais de flexion simple et les essais de déformabilité ont été réalisés sur des prismes (10x10x40) cm³ [NF P18-407].

Les essais de traction par fendage ont été réalisés sur des éprouvettes cylindriques (16x32) cm² [NF P18-408].

III. 6. Malaxage du béton [NF P18-404] :

Le malaxage du béton a été réalisé comme suit :

- Pré mouillage du malaxeur, pour limiter une absorption de l'eau de gâchage
- Les constituants sont introduits dans la cuve du malaxeur
- Malaxer à sec pendant 1 min
- Ajouter de l'eau d'une façon uniforme et malaxer pendant 2mn

III.7. Remplissage et conservation des moules [NF P18-404] :

Le remplissage et la conservation des moules s'est faite comme suit :

- Après gâchage, on procède au remplissage à raison de deux couches, dans des moules qui ont été enduits d'huile à l'avance
- On procède à une consolidation par vibration à la table vibrante
- Enfin araser et lisser la surface du béton
- La conservation des moules contenant les éprouvettes, se fait dans le laboratoire, et afin d'éviter toute dessiccation initiale, on protège les moules par du film plastique

- Après $24 \text{ h} \pm 2 \text{ h}$ les éprouvettes sont démoulées et immergées dans un bassin d'eau à une température de $20 \text{ °C} \pm 2$ jusqu'à la date des essais

Il est à noter que trois éprouvettes par échéance ont été utilisées pour effectuer les essais.

Les photos III.11 et III.12 montrent le malaxeur, les moules ainsi que le bassin de conservation des éprouvettes.



Figure III.11 : Malaxeur et moules utilisés pendant les essais

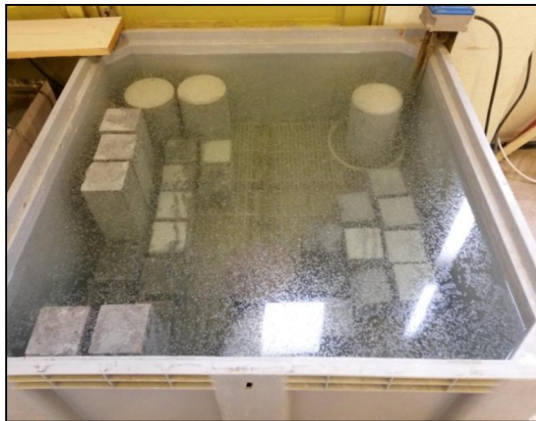


Figure III.12 : Eprouvettes et bassin de conservation

III .8. Programme des essais

III .8.1. Propriété physique :

III .8.1.1. Ouvrabilité :

L'ouvrabilité peut se définir cette propriété du béton frais ou de mortier qui détermine la facilité et l'homogénéité, avec laquelle il peut être mélangé, coulé, consolidé et fini [49].

Un béton "ouvrable" signifie un béton facile à malaxer, qui ne présente pas de ségrégation pendant le transport, qui se met en place facilement dans le moule ou le coffrage, qui se compacte facilement, qui ne présente pas de ségrégation ni de ressuage après mise en place, qui fait prise et durcit selon un planning compatible avec la mise en œuvre et la durée prévue de décoffrage, etc.

Un certain nombre de différents tests empiriques sont disponibles pour mesurer l'ouvrabilité du béton frais [50].

L'ouvrabilité a été mesurée dans notre étude par le flow-test, conformément à la norme [EN 12-358].

✓ **Essai d'étalement sur table : (flow test).**

On démoulait sur la table un tronc de cône de béton ($D = 25$ cm, $d = 17$ cm, $h = 12.5$ cm), figure III.13.

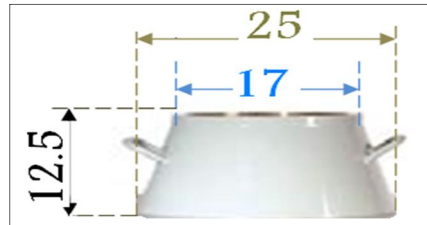


Figure III.13 : Tronc de cône

Rempli en deux couches et compacté à l'aide d'une tige à raison de 10 coups par couche. Puis on le soumet à une série de 15 secousses de 15 secondes.

L'essai s'exécutait sur une table à laquelle on imprimait des secousses verticales (élévation suivie d'une chute de 12 mm) à l'aide d'une came commandée par une manivelle [10]. Figure III.14.

Mesurer le nouveau diamètre (Prendre la moyenne de 3 mesures à 60° environ).

$$D = \frac{D_1 + D_2 + D_3}{3}$$

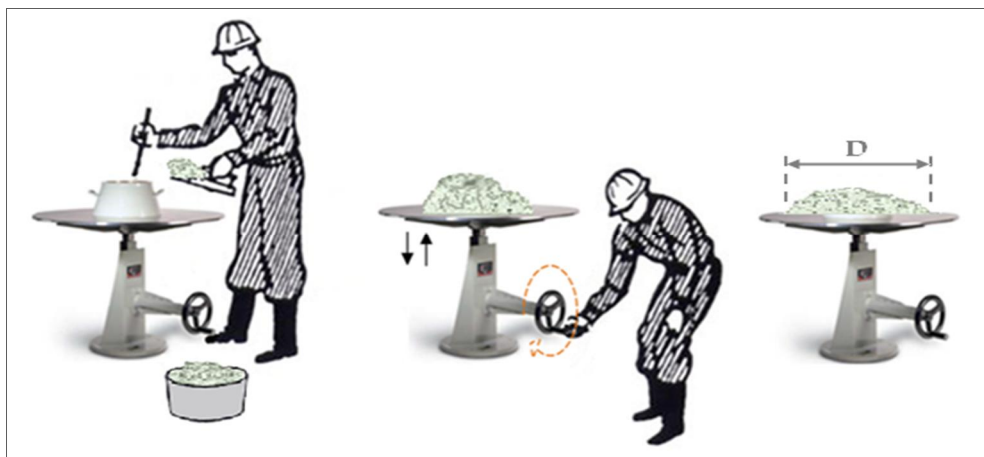


Figure III.14 : Schéma récapitulatif de l'utilisation flow test

Pourcentage d'étalement :

$$\varepsilon\% = \frac{D-25}{25} \times 100$$

En fonction de l'étalement le tableau suivant donne la plasticité du béton (tableau III.15.):

Tableau III.15 : Classification des bétons selon étalement [10]

Plasticité du béton	Etalement (%)
Très ferme	10 à 30
Ferme	30 à 50
Plastique	50 à 70
Très plastique	70 à 100

Le tableau III.16 donne une relation entre divers essais de consistance et de maniabilité.

Tableau III.16 : Correspondance entre différentes valeurs de consistance et de maniabilité

Consistance	Affaissement (cm)	Etalement à la base à secousse (%)	Nombre de secousses au test C.E.S	Temps d'écoulement au Maniabilimètre sec
Ferme	1 à 4	20 à 50	70 à 30	≥ 25
Plastique	5 à 9	50 à 70	30 à 15	5 à 25
Molle	10 à 15	70 à 100	15 à 5	-
Liquide	16	100 à 160	5	≤ 5

III .8.1.2. Compacité :

III .8.1.2.1. L'essai de Glanville :

La compacité du béton frais est considérée comme une cible indirecte mais reliée entre autres à la résistance, à l'ouvrabilité, à la durabilité, etc

L'essai consiste à mesurer la compacité du béton lorsqu'il a été compacté sous l'action de la pesanteur. Pour obtenir une mise en place par suffisamment reproductible.

L'essai Glanville a été réalisé conformément à la norme BS 1881 Part 103 [1].

On remplit (sans tassement) à la main le récipient **1**, le béton tombe ensuite de **1** en **2** puis de **2** en **3**(récipient cylindrique). Figure III.15.



Figure III.15 : Schéma récapitulatif de l'utilisation l'appareil Glanville

On arase ce cylindrique sans tasser, et on pèse son contenu : P_1 . Avec même béton, on remplit ensuite le même récipient cylindrique. On vibre jusqu'au refus, on l'arase. Et on en pèse le contenu : P_2 . [33]

$$\text{Facteur de compacité} = \frac{\text{poids du béton partiellement compacte}}{\text{poids du béton totalement compacte}}$$

$$CF = \frac{P_1}{P_2}$$

En fonction du Facteur de compacité le tableau suivant donne le degré de maniabilité du béton (tableau III.17):

Tableau III.17: Valeurs de facteur de compacité [9].

Facteur de compacité	Degré de maniabilité
< 0.75	Très faible
0.75 - 0.85	Faible
0.85 - 0.92	Medium
0.92 - 0.95	Haut
> 0.95	Très élevé

III .8.2. Propriété mécanique :

III .8.2.1. Résistance à la compression :

Cet essai a été effectué sur une presse de force et de dimension appropriées à l'éprouvette à tester et cela conformément à la norme [NF P 18- 406]. (Figure III.16, III.17 et III.18)

Selon la norme NF P 18-406 l'essai de compression consiste à soumettre une éprouvette de béton de cubique (10x10x10) à une charge axiale croissante de compression jusqu'à la rupture, entre les plateaux d'une presse ; et cela pour déterminer la résistance compression R_c (en MPa), qui est le rapport entre la charge de rupture F (en N) et la section transversale S (en mm^2) de l'éprouvette [7].

$$R_c = F / S$$

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



Figure III.16 : Presse de force

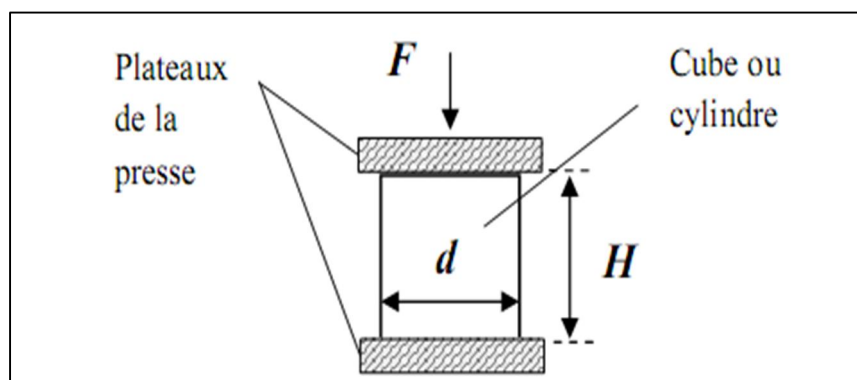


Figure III.17: Résistance à la compression sur cube

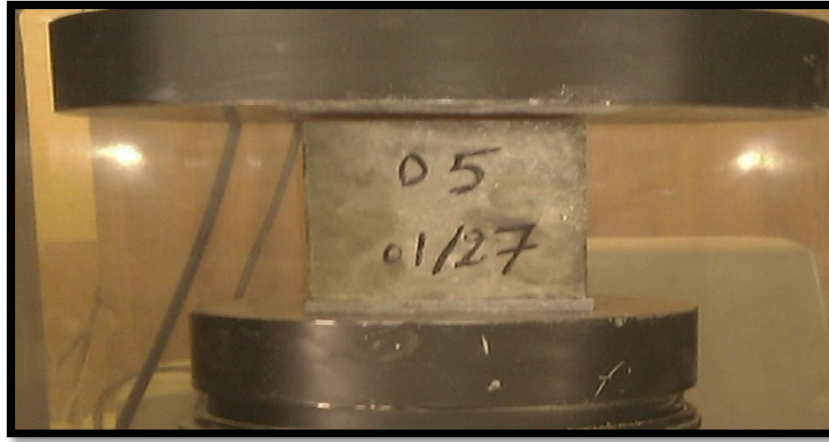


Figure III.18 : Epreuve après l'essai de compression

La confection des éprouvettes est faite conformément aux normes [NF P 18-404]. La conservation des éprouvettes couvertes par du plastique a été faite à l'air pendant 24h ensuite, après démoulage elles sont conservées dans l'eau à $20\text{ °C} \pm 2\text{ °C}$.

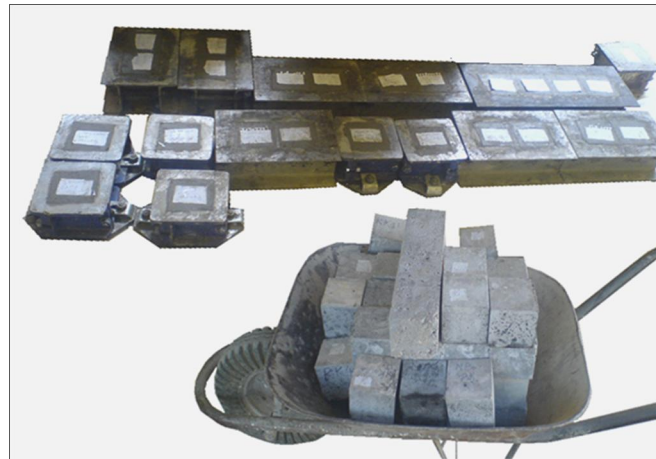


Figure III.19 : Epreuves avant et après démoulages

Pour les différents mélanges de béton, trois cubes de $(10 \times 10 \times 10)\text{ cm}^3$ par échéance ont été utilisés pour effectuer l'essai, soit après 14, 28, 45 jours.

III.8.2.2. Résistance à la flexion :

L'essai (essai de traction par flexion) a été effectué selon la norme [NF P 18-407]. Les éprouvettes testées sont des prismes $(10 \times 10 \times 40)\text{ cm}^3$ après une cure de 28 jours dans l'eau à $20\text{ °C} \pm 2\text{ °C}$.

La confection des éprouvettes prismatiques est faite conformément aux normes [NF P 18-404]. La conservation des éprouvettes couvertes par du plastique a été faite à l'air pendant 24h ensuite, après démoulage elles sont conservées dans l'eau à $20\text{ °C} \pm 2\text{ °C}$.



Figure III.20 : La confection d'éprouvette prismatique

On a pris la moyenne de trois éprouvettes pour chaque type de béton.



Figure III.21 : Eprouvette prismatique (10×10×40)

Cet essai consista à rompre en flexion une éprouvette prismatique de côté (a) et de longueur (L = 4a) à l'aide d'une machine de flexion (Figures III.22 et III.23)

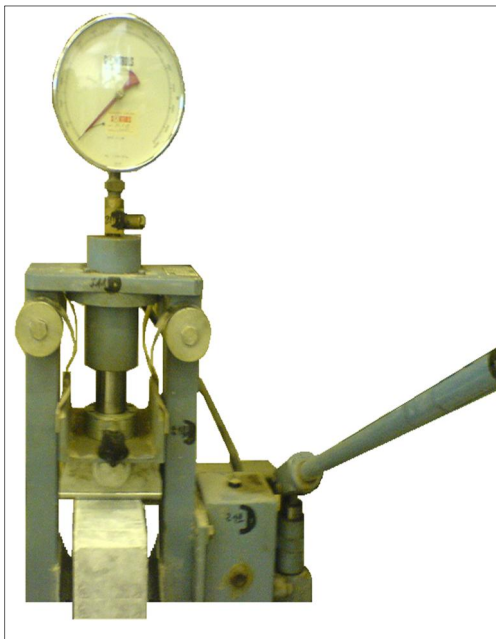


Figure III.22 : Machine de flexion

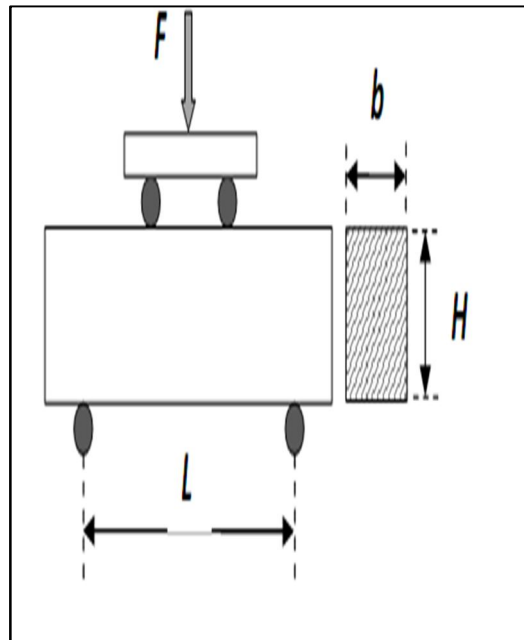


Figure III.23: Eprouvette prismatique soumise à la flexion

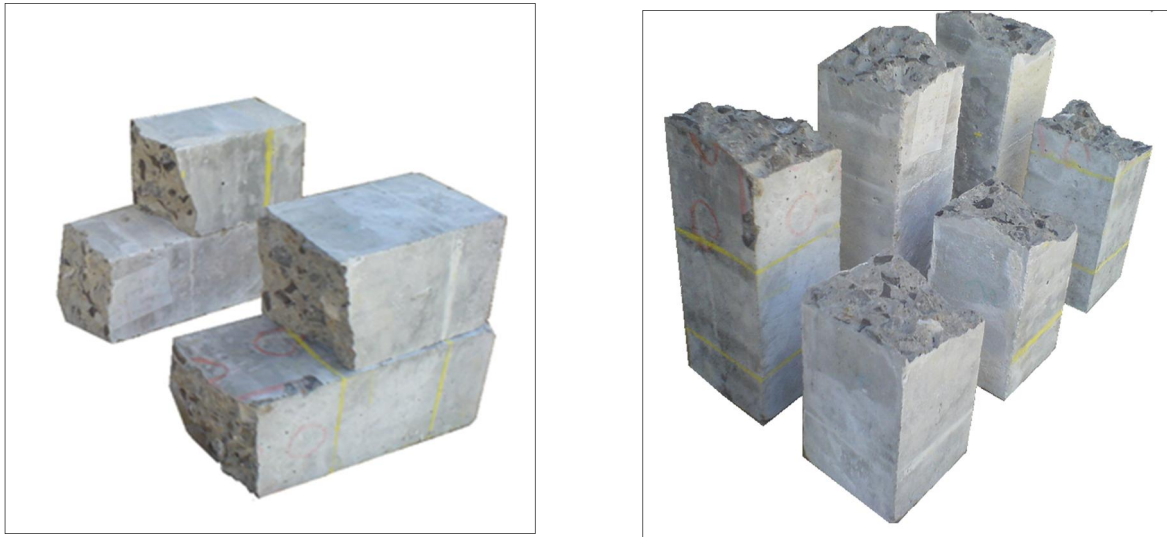


Figure III.24 : Eprouvettes après l'essai de flexion

III.5.2.3. Résistance à la traction par fendage R_{tf} [7]

Mesurée sur éprouvette cylindrique (16x32 cm). Selon la norme NF P 18-408:198 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.

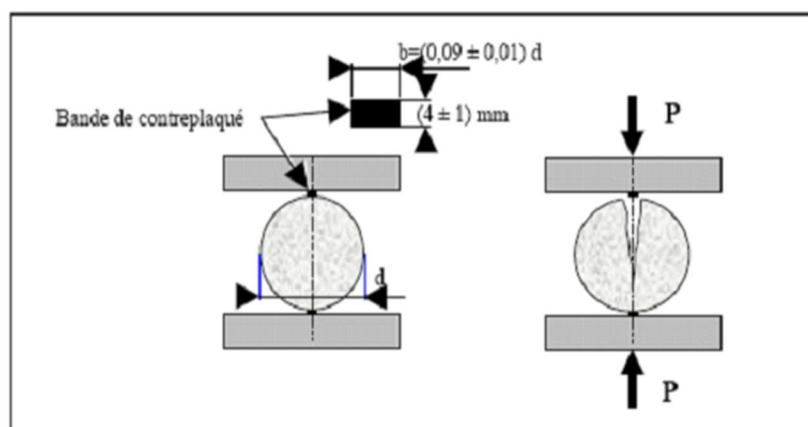


Figure III.25: Dispositif pour l'essai de rupture par fendage(http://www.la.refer.org/materiaux/chapitre_six_exp.html)

III.5.2.6. La déformabilité [51]

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 (Figure III.26).



Figure III. 26: Essai de déformabilité : compression sur prisme de 10x10x40 cm

L'essai de déformabilité (méthode exposé par Mezghiche, B [51]) 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 Figure III.27. 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.



Figure III.27: 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.
- l'évolution des déformations élasto-instantanées transversales (ϵ_{2el}) et élasto-instantanées totales transversales (ϵ_{2Tel}), avec l'augmentation de la contrainte relative.
- la variation du module de déformabilité avec l'augmentation de la contrainte relative, 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 .

III.8.3. Durabilité

III. 8.3.1. 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 [1]. 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

M1 : poids sec du matériau

M2 : poids humide du matériau

III.8.3.2. Ramollissement :

Le coefficient de ramollissement caractérisé la stabilité des matériaux à l'eau, il ne doit pas être inférieur à **0.8**

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

K_{ram} : coefficient de ramollissement

R_{sat} : Résistance du matériau saturé à la compression.

R_{SEC} : Résistance du matériau sec à la compression.

III.8.3.3. Résistance au Gel dégel :

La résistance de gel-dégel du béton dépend de ses différentes propriétés, résistance de la pâte de ciment durci, capacité de déformation et des caractéristiques de son réseau poreux (capillaires).

La résistance d'un béton vis-à-vis du gel-dégel est liée à la quantité d'air entraîné et à la répartition des bulles d'air (en général, 1 à 2 % en volume) [52]. (Figure III.28).

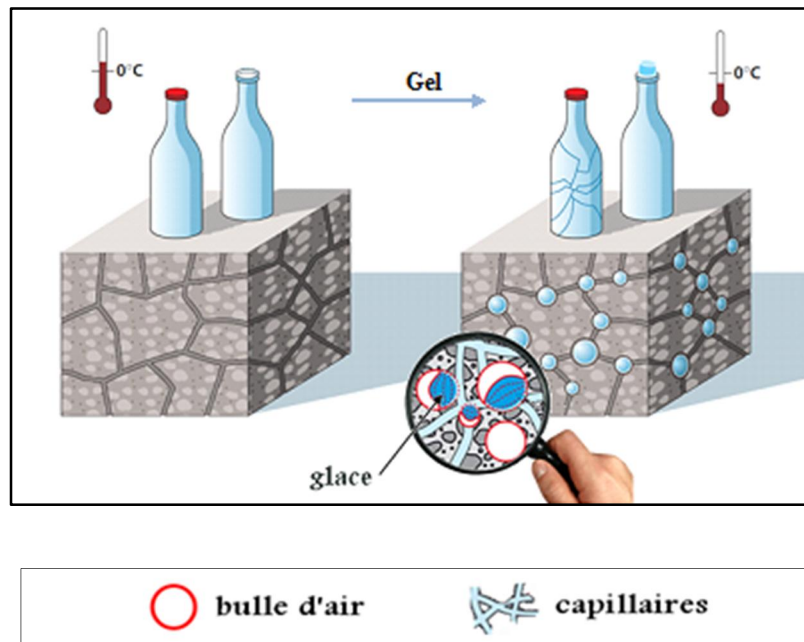


Figure III.28: Schéma descriptif de gel du béton.

L'action des cycles de gel-dégel produit deux principaux types de détériorations du béton:

- la fissuration interne
- l'écaillage des surfaces.

• Ces deux types de dégradations ont pour origine des processus différents et ne surviennent pas nécessairement en même temps lorsque les bétons sont exposés aux cycles de gel-dégel.

Dans notre étude Pour évaluer la résistance au gel des bétons, nous avons utilisé des essais accélérés de gel-dégel.

Les éprouvettes (10× 10×10) sont exposés à 15 cycles de gel-dégel (température variant entre + 18±2 °C et - 15 °C cycles (durée d'un cycle étant de 8 heures).

Le Coefficient de résistance au gel ne doit pas inférieur 0.75 [52].

$$K_{rg} = \frac{R_{rg}}{R_{sat}}$$

K_{rg} : Coefficient de Résistance au gel.

R_{rg} : Résistance du matériau à la compression après cycles de gel-dégel.

R_{sat} : Résistance du matériau saturé à la compression.

III.8.3.4 Attaques chimiques :

Dans cette étude des éprouvettes cubiques de $(10 \times 10 \times 10) \text{ cm}^3$, ont été exposées à des milieux agressifs : Sulfate de sodium (Na_2SO_4) et Acide chlorhydrique (HCl).

En effet, la dégradation des bétons par les sulfates représente un risque majeur d'agression chimique. Elle est due principalement à des phénomènes d'expansion en relation avec la cristallisation de gypse ou d'ettringite secondaire expansive, conduisant à la dégradation d'ordre macroscopique : chute de résistance, fissuration et déformation du matériau [53].

L'action du sulfate de sodium peut être résumée comme suit:

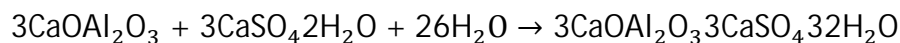
- *Formation du gypse secondaire :*

La formation du gypse secondaire résulte d'une réaction de substitution entre la portlandite et le sulfate, et ceci selon la relation ci-dessous :



- *Formation de l'ettringite secondaire :*

La formation de l'ettringite secondaire peut résulter de la réaction chimique entre le gypse secondaire et les aluminates de calcium anhydres (C_3A) ou hydratés (C_4AH_{13}) selon la relation ci-dessous :



La classe d'agressivité est définie dans le tableau III.18 :

Tableau III.18 : Classe d'agressivité des milieux agressifs

	Sulfate de sodium (Na_2SO_4)	Acide chlorhydrique (Hcl)
Dosage (%)	5 %	0.1 %
Classe d'agressivité	Moyennement agressif	Moyennement agressif

Au bout de 28 jours et 90 jours d'immersion dans les solutions agressives, les éprouvettes ont été écrasées. Les résistances à la compression issues de ces essais nous ont donné une idée sur la durabilité de ces bétons.

III.9. Conclusion :

La présentation des caractéristiques des matériaux utilisés, la composition des mélanges et les procédures expérimentales va nous permettre de mieux analyser les résultats et d'avoir une meilleure compréhension de l'influence des différents paramètres étudiés sur le comportement rhéologique et mécaniques des bétons.

CHAPITRE IV

Présentation des résultats

IV.1 Introduction :

Ce chapitre présente l'ensemble des résultats expérimentaux du comportement à l'état frais, et à l'état durci des différents mélanges réalisés au laboratoire.

Les résultats que nous avons trouvés, ont été répartis sur quatre parties à savoir :

a) Effet des paramètres cas par cas:

Analyse des résultats expérimentaux pour les différents paramètres.

b) Effet d'un ensemble des paramètres technologiques cas par cas sur les caractéristiques physico-mécaniques, rhéologique, des bétons frais et durcis.

Sur la base des résultats expérimentaux de cette partie, une modélisation (un modèle mathématique expriment la relation entre les différents paramètres technologiques du béton d'une part et les résultats obtenus après les tests). Des relations théoriques entre les paramètres technologiques du béton et les résistances à 3 jours, 7 jours, 28 jours et 90 jours et l'ouvrabilité et la compacité.

c) l'amélioration des performances mécaniques par des additions minérales.

Utilisation des additions minérales (laitier, pouzzolane et du sable de dune broyée), pour l'amélioration des performances mécaniques des bétons

d) Durabilité et déformabilité des bétons :

Comparaison des résultats expérimentaux des sables modifiés et non modifiés en terme de :

- Absorption d'eau et coefficient de ramollissement
- Gel/dégel
- Attaque chimique et sulfatique
- Déformabilité

Les résultats obtenus nous ont permis de mettre en évidence les principaux paramètres qui influent sur le comportement des bétons, et les éventuelles solutions proposées pour remédier à cela.

IV.2 Résultats et discussions :

IV.2.1 Effet des paramètres cas par cas:

IV.2.1.1 L'influence de dosage de ciment :

Les figures IV.1, IV.2 et IV.3 montrent que la résistance à la compression pour les deux classe de ciments est d'autant plus élevée que le dosage de ciment augmente surtout à court terme.

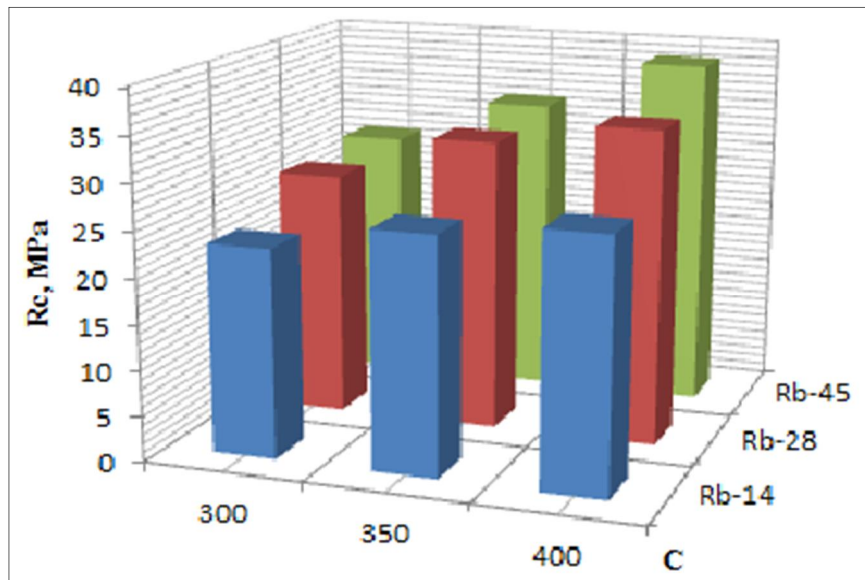


Figure IV. 1: Evolution de la résistance à la compression des bétons (durcissement humide) en fonction du dosage en ciment et le temps de durcissement pour E/C =0,5 G/S =1.92 (CPJ-32,5)

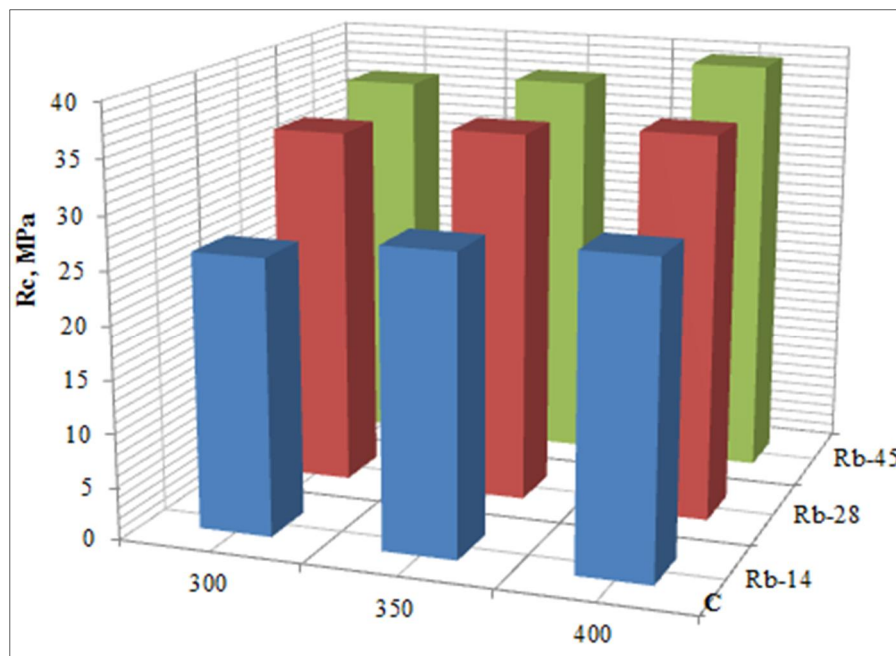


Figure IV. 2: Evolution de la résistance à la compression des bétons (durcissement humide) en fonction du dosage en ciment et le temps de durcissement pour E/C = 0,5, G/S = 1.92 (CPJ-42,5)

Les résultats représentés sur la figure IV. 2 montrent la variation de la résistance à la compression à 14, 28 et 45 jours en fonction du dosage en ciment. A titre d'exemple : la résistance à la compression augmente à 14 jours de 7 % en passant de 300 kg /m³ à 350 kg /m³ et 10% de 300 kg /m³ à 400 kg /m³. Ceci s'explique par le fait que la quantité des hydrates formés est plus grande dans l'intervalle (300-350) kg / m³ [10].

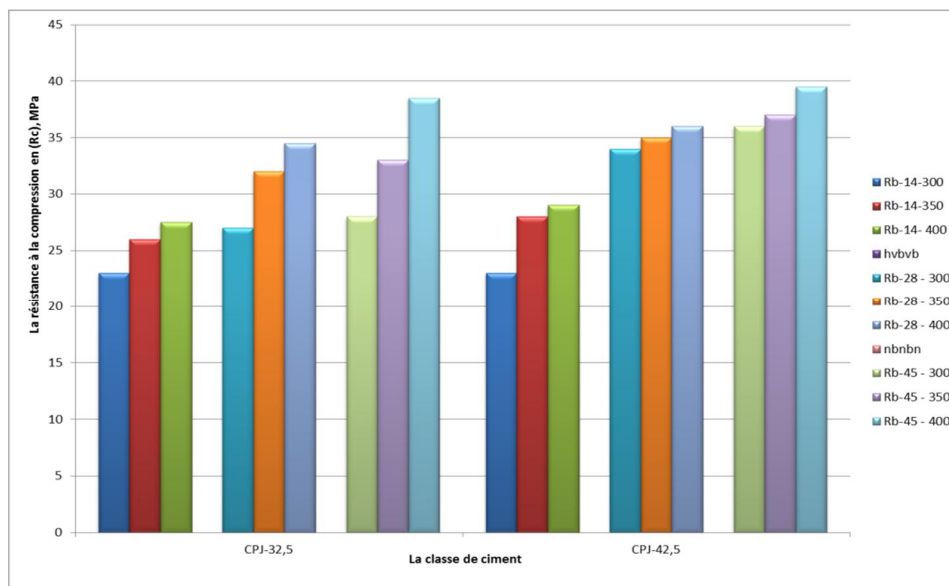


Figure IV. 3: Evolution de la résistance à la compression des bétons en fonction du temps de durcissement et de la dépense en ciment (deux classes)

La figure IV.3 montre que l'évolution de la résistance à la compression pour CPI-42.5 de façon homogène et plus rapide que le béton avec CPI-32.5 surtout à jeune âge.

La figure IV.3 montre que la résistance à la compression pour les deux classe de ciments est d'autant plus élevée que le dosage de ciment augmente surtout à court terme et cette évolution de la résistance à la compression pour CPI-42.5 de façon homogène et plus rapide que le béton avec CPI-32.5 surtout à jeune âge. Ceci est dû à la microstructure des bétons, laquelle est formée de manière plus efficace à un rythme plus lent de l'hydratation [39].

La figure IV.4 montre que l'ouvrabilité augmente avec l'augmentation du dosage en ciment ceci pour les deux classes de ciments.

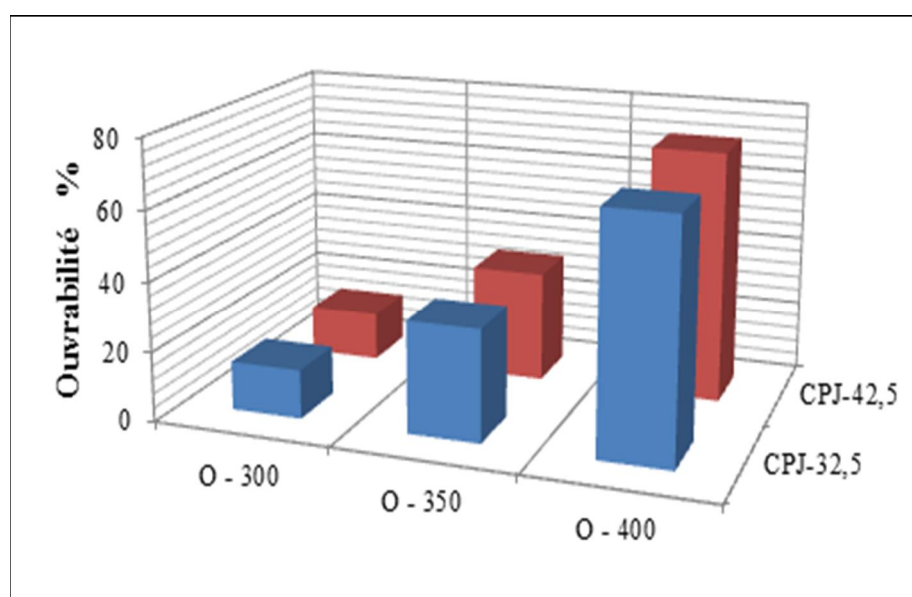


Figure IV. 4: Evolution de l'ouvrabilité en fonction du dosage en ciment et du classe de ciment (E/C = 0.5, G/S=1.92)

IV.2.1.2. L'influence du rapport eau/ciment (E/C) :

Les figures IV.5 et IV.6 montrent que la résistance à la compression pour les deux classe de ciments est d'autant plus élevée que le rapport E/C diminue et que l'âge du béton est plus grand ;

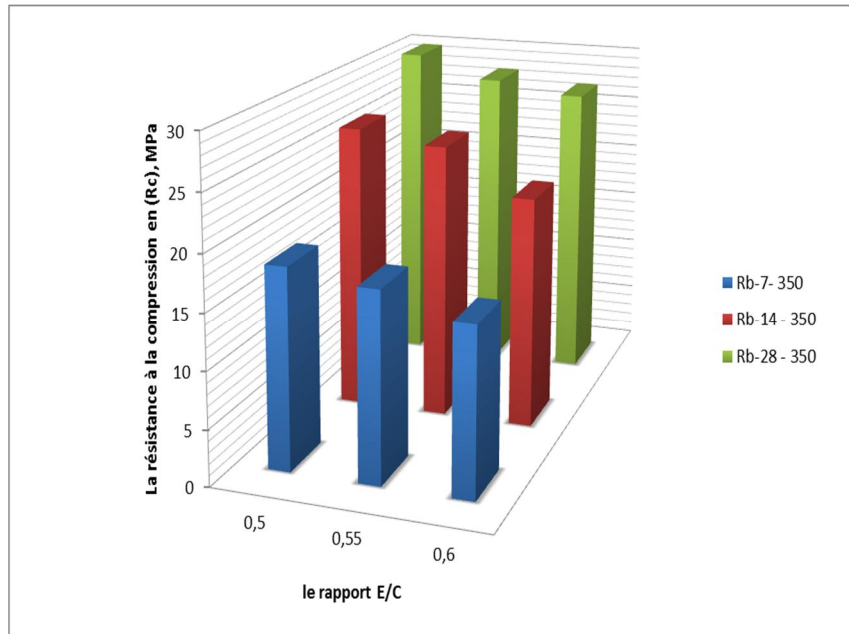


Figure IV. 5 : Evolution de la résistance à la compression des bétons (durcissement humide) en fonction du rapport E/C pour G/S=1.64 et C =350Kg (CPJ-32.5)

Aussi montrent que les résistances à la compression pour la classe CPJ-42.5 sont plus élevées que la classe CPJ-32.5 surtout à court terme.

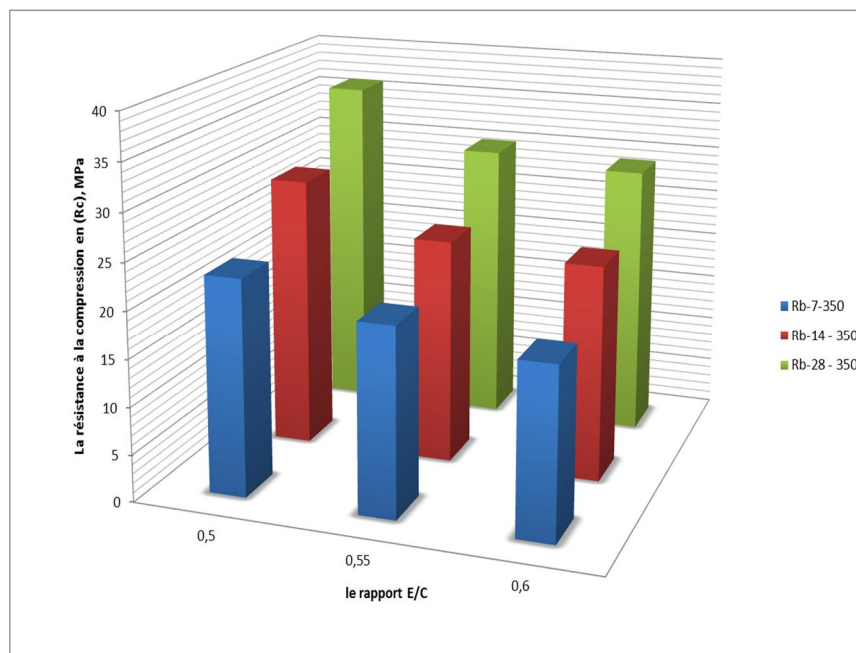


Figure IV.6: Evolution de la résistance à la compression des bétons (durcissement humide) en fonction du rapport E/C pour G/S=1.64 et C =350Kg (CPJ-42.5)

Les résultats présentés sur la figure IV.6 montrent que la résistance à la compression à 7, 14 et 28 jours est une fonction décroissante du rapport E/C. La résistance à la compression diminue à 28 jours de 17% en augmentant le rapport E/C de 0.5 à 0.55. La diminution de la résistance en fonction de l'augmentation de rapport E/C est due essentiellement à une manque de formation de silicate de calcium hydraté (C-S-H) qui participe le plus au développement de la résistance [54].

La figure IV.7 montre que l'ouvrabilité augmente avec l'augmentation du rapport E/C et ceci pour les deux classes de ciments.

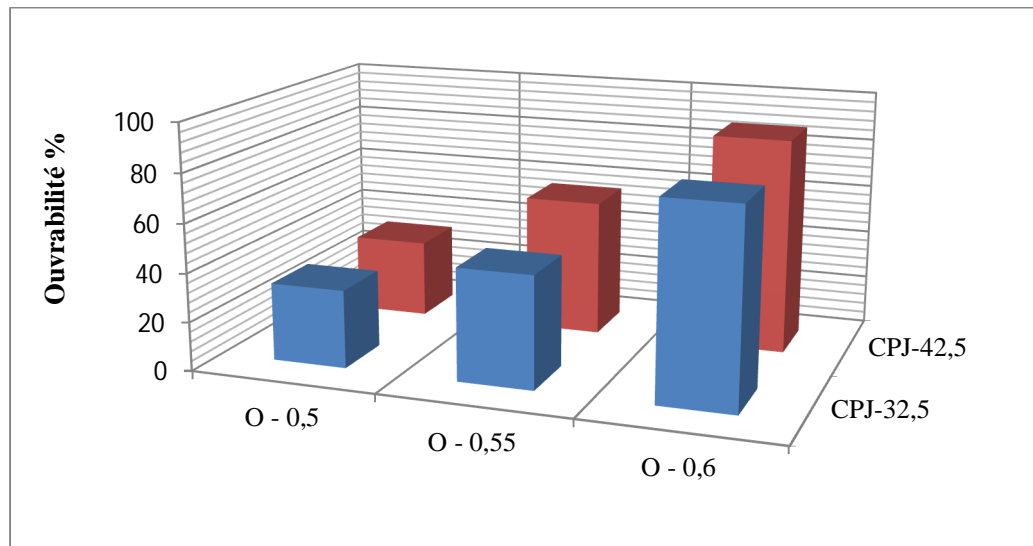


Figure IV. 7 : Evolution de l'ouvrabilité en fonction du rapport E/C et du classe de ciment (G/S=1.64 et C = 350 kg)

D'après la figure IV.8 on constate qu'il y a une augmentation de la compacité en fonction de l'augmentation de rapport E/C.

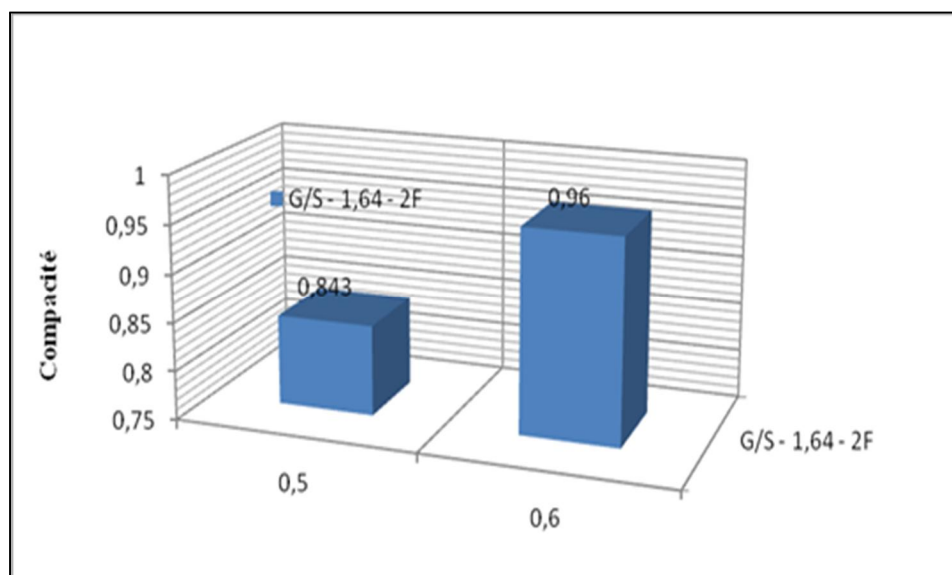


Figure IV. 8: Relation entre la compacité et le rapport E/C avec deux fraction granulaire pour un rapport G/S=1.64 et dépense en ciment C=350 kg

IV.2.1.3. L'influence du rapport G / S :

D'après la figure IV.9 on observe qu'il y a une augmentation de la résistance à la compression et la compacité en fonction de l'augmentation du rapport G/S et l'inverse pour la résistance à la flexion et l'ouvrabilité.

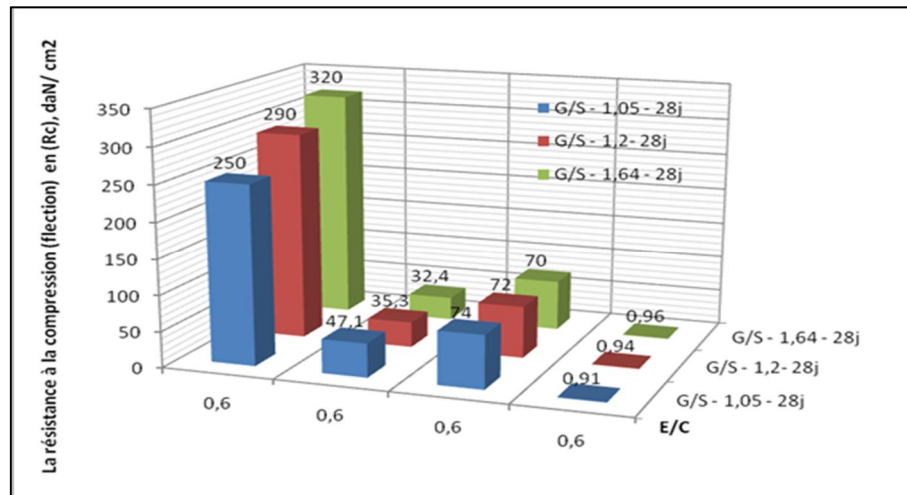


Figure IV. 9 : Relation entre la résistance à la compression et à la flexion, l'ouvrabilité et la compacité avec le rapport G/S pour une dépense en ciment C= 350kg

La figure IV.10 montre que la compacité du béton de G/S=1.64 et deux fraction est élevée que le béton de G/S=1.92 et trois fractions.

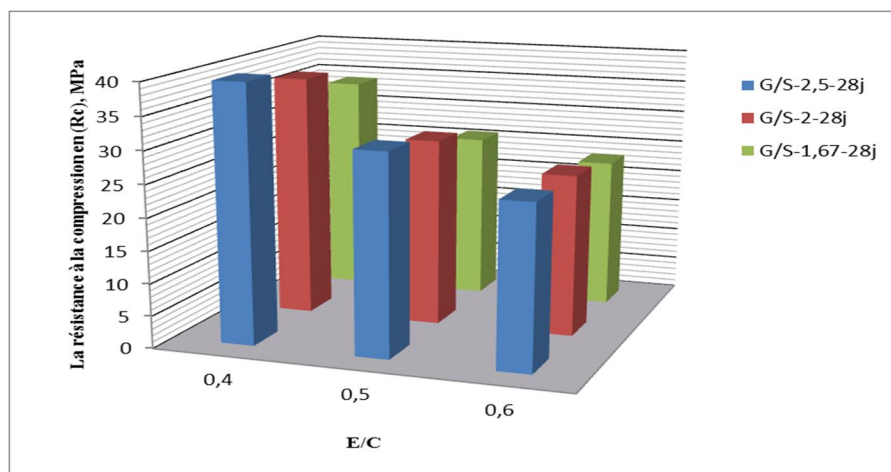


Figure IV.10: Relation entre la résistance mécanique à la compression, le rapport E/C et G/S avec une dépense en ciment C = 350 kg

D'après la figure IV.10 on observe qu'il y a une augmentation de la résistance à la compression en fonction de l'augmentation du rapport G/S. La résistance à la compression augmente, en fonction du rapport gravier/sable (G/S), et la meilleure résistance est obtenue avec G/S=2.5, La résistance à la compression augmente à 28 jours de 11% en passant de G/S=1.67 à 2 et de 6.5% de G/S=2 à 2.5 pour un béton préparé avec C=350, E/C=0.5 avec un CPJ-42.5. ce phénomène est dû essentiellement à la présence d'une quantité importante du gravier qui offre au béton une résistance très remarquable [44].

IV.2.1.4. L'influence de la granulométrie et la propreté des granulats :

La figure IV.11 montre que la granulométrie a une influence sur le comportement mécanique du béton. La figure 11 montre que la meilleure résistance à la compression en fonction du béton avec les deux petites fractions (3/8,8/16) et ceci pour les deux classe de ciments.

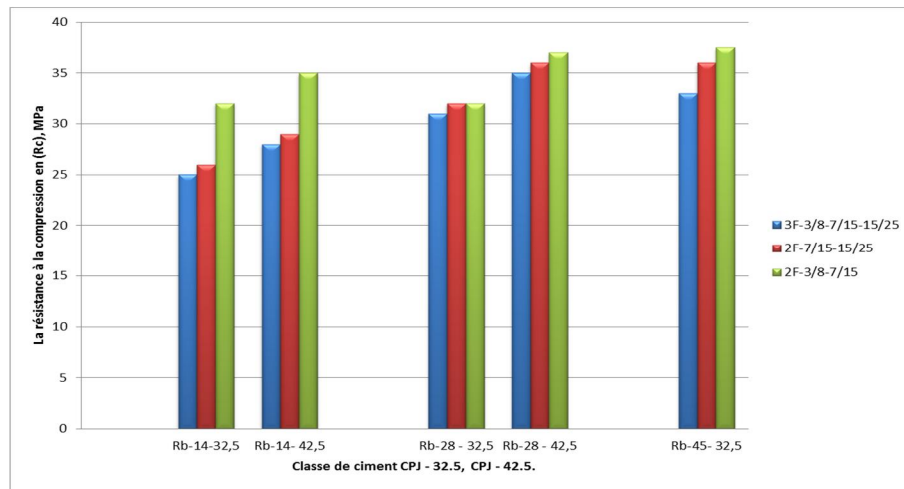


Figure IV.11: Evolution de la résistance à la compression des bétons en fonction de la granulométrie des granulats et le temps de durcissement pour $E/C=0.5$ et $C=350$ kg

La figure IV.12 montre que la résistance à la compression des bétons avec des granulats propre (lavé) est élevée que les bétons avec des granulats non lavé.

La figure IV.12 montre que la résistance à la compression des bétons avec trois fractions (3/8 ,8/16,16/25) est élevée par rapport au béton avec deux fractions (8/16 ,16/25).

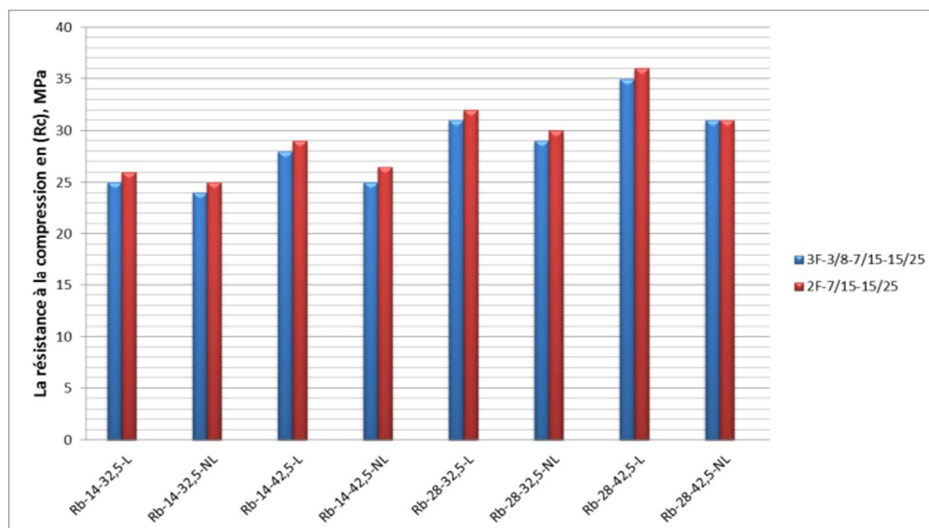


Figure IV. 12: Evolution de la résistance à la compression des bétons en fonction de la granulométrie des granulats et le temps de durcissement et la propreté des granulats pour $E/C=0.5$ et $C=350$ kg

La figure IV.13 montre que l'ouvrabilité des bétons avec des granulats non lavés est plus élevée par rapport des bétons avec des granulats lavé.

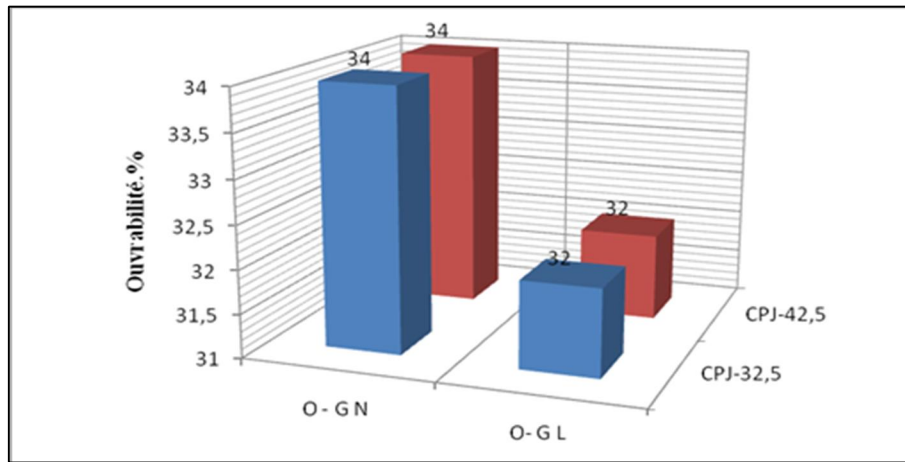


Figure IV.13: Evolution de l'ouvrabilité en fonction du propreté des granulats et de la classe de ciment ($E/C=0.5, G/S=1.92$ et $C=350$)

La figure IV.14 montre que l'ouvrabilité des bétons avec les deux petites fractions (3/8 ,8/16) est moins bonne que les autres fractions.

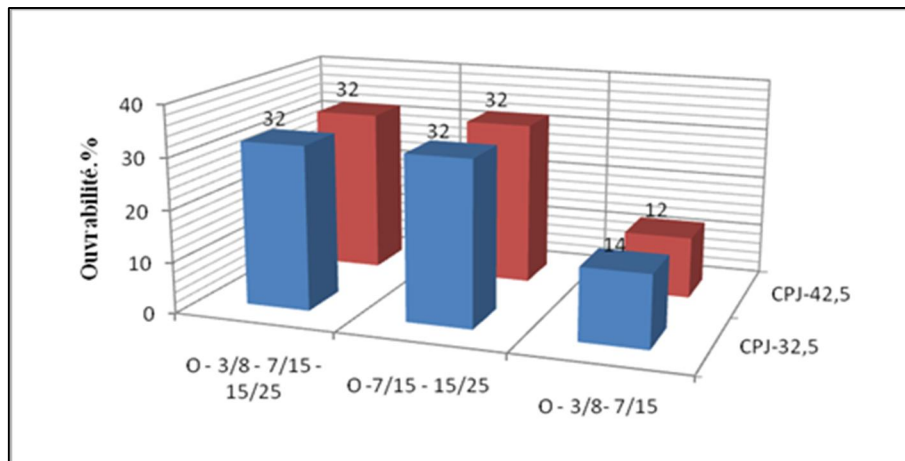


Figure IV.14: Evolution de l'ouvrabilité en fonction des fractions des granulats et de la classe de ciment ($E/C=0.5$, et $C=350$)

Les résultats représentés sur la figure IV. 12 montrent que la résistance à la compression des bétons avec des granulats propre (lavé) est élevée par rapport aux bétons avec des granulats non lavé. Ceci s'explique par le fait de la présence des éléments fins et leur collage sur la surface des gravillons qui peut empêcher une bonne adhérence [14].

La figure IV.11 montre que la taille maximale des granulats a une influence sur le comportement mécanique du béton. le béton avec deux fractions de $D_{max}=16\text{mm}$ (3/8 ,8/16) offre une bonne résistance à la compression que le béton avec deux fractions de $D_{max}=25\text{mm}$ (8/16 ,16/25) et trois fractions de $D_{max}=25\text{mm}$ (3/8,8/16,16/25).Ceci est dû à l'augmentation de la somme des surfaces spécifiques des grains de granulats utilisés. Donc la taille maximale des granulats a un impact négatif sur la résistance à la compression [55].

IV.2.1.5. L'influence de l'adjuvant :

La figure IV.15 montre que la résistance à la compression des bétons avec adjuvant est plus élevée par rapport les bétons sans adjuvant.

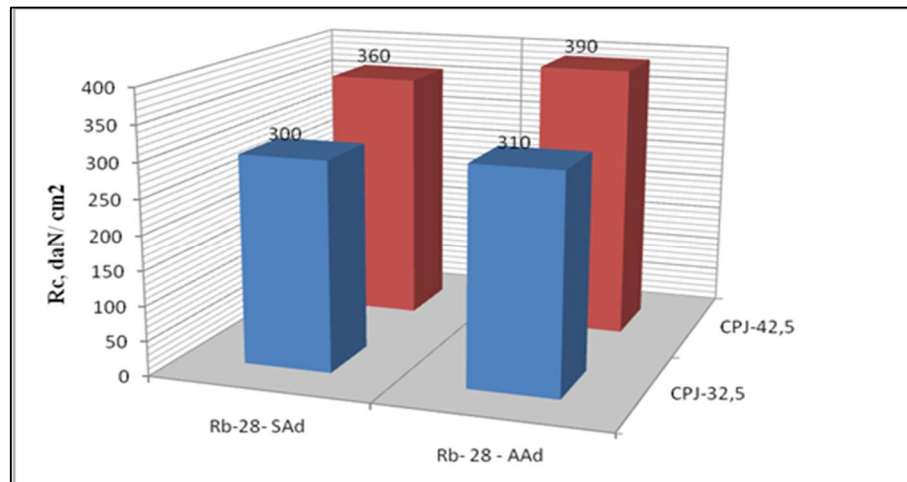


Figure IV. 15: Evolution de la résistance à la compression des bétons avec et sans adjuvants pour deux classe de ciment ($E/C=0.5$, et $C=350$)

La figure IV.16 montre que l'ouvrabilité des bétons avec adjuvant est plus élevée par rapport les bétons sans adjuvant.

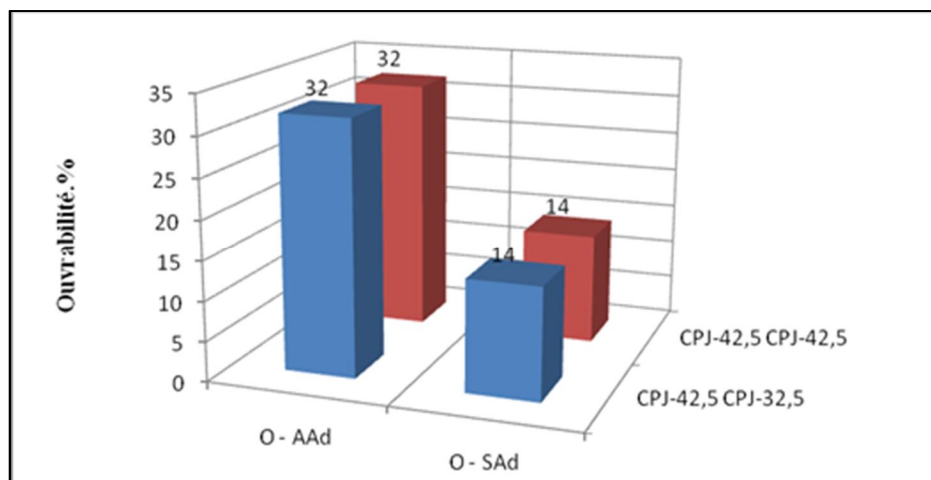


Figure IV.16: Evolution de l'ouvrabilité en fonction du classe de ciment et en (%) d'adjuvants ($E/C=0.5$, $G/S=1.64$, $C=350$ kg)

IV.2.2 L'étude de l'influence d'un ensemble (groupe) des paramètres technologiques sur les propriétés physico-mécaniques et rhéologiques des bétons frais et durcis

Détermination de la composition du béton par la simulation mathématique (mathématico-statique).

L'étude a pour but de trouver des modèles mathématiques expriment la relation entre les différents composants de béton ou de liants d'une part et les résultats obtenus après les tests.

Les facteurs a testés peuvent être le rapport E/C, les dépenses en eau, dépenses en agrégats, la relation entre gros agrégats, dépenses en adjuvants etc.

Les valeurs de facteurs dans la composition s'appellent : Niveau principal (moyen et nul) , haut et bas .c'est –a-dire dans les expériences les facteurs en question suivent des modifications (variations) a trois niveau moyen (principal ou nul), bas et haut, les deux derniers étant distants d'une même grandeur par rapport au niveau moyen[62].

Pour la facilité la tâche, le niveau haut c'écrit (+1), le niveau moyen (0) et le niveau bas (-1).

Les valeurs dans le code d'échelle (woumel) se détermine comme suit

$$x_i = \frac{X_i - X_{i0}}{\Delta X_i}$$

x_i – les valeurs de de i –facteurs dans le nouveau code d'échelle.

X_i -les valeurs i-e facteurs à l'échelle naturelle.

X_{i0} –les valeurs principales d'i- facteurs à l'échelle normale.

ΔX_i –l'intervalle de variation d'i-facteurs à l'échelle normale.

Les expériences se planifier comme suit plan linéaire des expériences (premier degré)

Dans notre cas on a étudié Cinq paramètres d'influences (les facteurs d'influences) tel que

- **X₁** - Le rapport E/C ----- (0,4, 0,5, 0,6) ;
- **X₂** – Le dosage en ciment ----- (300, 350, 400) ;
- **X₃** – Le rapport S/G ----- (0,40, 0,45, 0,50) ;
- **X₄** – Le diamètre du plus gros grain d'agrégats ----- (10, 15, 20) ;
- **X₅** – Le temps de malaxage ----- (75, 100, 125).

Et pour les résultats des expériences ont choisis les caractéristiques les plus importants tels que la résistance, l'ouvrabilité et la compacité

- **Y₁ – R₃** Résistance à 3 jours ;
- **Y₂ – R₇** Résistance à 7 jours ;
- **Y₃ – R₂₈** Résistance à 28 jours ;
- **Y₄ – R₉₀** Résistance à 90 jours ;
- **Y₅ – C^{té}** Compacité ;
- **Y₆ –Ouv** Ouvrabilité.

Les facteurs d'influences et Les valeurs recommandées de variations, les niveaux... et les résultats des expériences sont récapitulé dans les tableaux suivants :

Tableau IV.1: Plan des expériences(Les valeurs dans le code)

N ⁰ Expériences		Matrice du plan															Caractéristiques des bétons					
		X ₁	X ₂	X ₃	X ₄	X ₅	X ₁ X ₂	X ₁ X ₃	X ₁ X ₄	X ₁ X ₅	X ₂ X ₃	X ₂ X ₄	X ₂ X ₅	X ₃ X ₄	X ₃ X ₅	X ₄ X ₅	Y _{t1}	Y _{t2}	Y _{t3}	Y _{t4}	Y _{t5}	Y _{t6}
N ₁	01	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+							
	02	-	+	+	+	-	-	-	-	+	+	+	-	+	-	-						
	03	+	-	+	+	-	-	+	+	-	-	-	+	+	-	-						
	04	-	-	+	+	+	+	-	-	-	-	-	-	+	+	+						
	05	+	+	-	+	+	+	-	+	-	-	+	-	-	+	-						
	06	-	+	-	+	-	-	+	-	-	-	+	+	-	-	+						
	07	+	-	-	+	-	-	-	+	+	+	-	-	-	-	+						
	08	-	-	-	+	+	+	+	-	+	+	-	+	-	+	-						
	09	+	+	-	-	+	+	+	-	-	+	-	-	-	-	+						
	10	-	+	+	-	-	-	-	+	-	+	-	+	-	+	-						
	11	+	-	+	-	-	-	+	-	+	-	+	-	-	+	-						
	12	-	-	+	-	+	+	-	+	+	-	+	+	-	-	+						
	13	+	+	+	-	+	+	-	-	+	-	-	+	+	-	-						
	14	-	+	-	-	-	-	+	+	+	-	-	-	+	+	+						
	15	+	-	-	-	-	-	-	-	-	+	+	+	+	+	+						
	16	-	-	-	-	+	+	+	+	-	+	+	-	+	-	-						
N ₀	17	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0							
	18	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0							
	19	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0							
	20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0							
	21	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0							

Tableau IV.2: Plan des expériences(les facteurs d'influences réelles)

N° Expériences		Matrice des expériences					Caractéristiques des bétons					
		X ₁	X ₂	X ₃	X ₄	X ₅	Y _{t1}	Y _{t2}	Y _{t3}	Y _{t4}	Y _{t5}	Y _{t6}
N _i =16	01	+ 0.6	+ 400	+ 0.5	+ 20/0.98	+ 125						
	02	- 0.4	+ 400	+ 0.5	+ 20/0.98	- 75						
	03	+ 0.6	- 300	+ 0.5	+ 20/0.98	- 75						
	04	- 0.4	- 300	+ 0.5	+ 20/0.98	+ 125						
	05	+ 0.6	+ 400	- 0.4	+ 20/0.98	- 75						
	06	- 0.4	+ 400	- 0.4	+ 20/0.98	+ 125						
	07	+ 0.6	- 300	- 0.4	+ 20/0.98	+ 125						
	08	- 0.4	- 300	- 0.4	+ 20/0.98	- 75						
	09	+ 0.6	+ 400	+ 0.5	- 10/0.56	- 75						
	10	- 0.4	+ 400	+ 0.5	- 10/0.56	+ 125						
	11	+ 0.6	- 300	+ 0.5	- 10/0.56	+ 125						
	12	- 0.4	- 300	+ 0.5	- 10/0.56	- 75						
	13	+ 0.6	+ 400	- 0.4	- 10/0.56	+ 125						
	14	- 0.4	+ 400	- 0.4	- 10/0.56	- 75						
	15	+ 0.6	- 300	- 0.4	- 10/0.56	- 75						
	16	- 0.4	- 300	- 0.4	- 10/0.56	+ 125						
N ₀ =05	17	0 0.5	0 350	0 0.45	0 15/0.77	0 100						
	18	0 0.5	0 350	0 0.45	0 15/0.77	0 100						
	19	0 0.5	0 350	0 0.45	0 15/0.77	0 100						
	20	0 0.5	0 350	0 0.45	0 15/0.77	0 100						
	21	0 0.5	0 350	0 0.45	0 15/0.77	0 100						

Tableau IV. 3: Plan des expériences (les facteurs d'influences réelles et les résultats expérimentales)

N° Expériences		Matrice des expériences					Caractéristiques des bétons					
		X ₁	X ₂	X ₃	X ₄	X ₅	Y _{t1}	Y _{t2}	Y _{t3}	Y _{t4}	Y _{t5}	Y _{t6}
N _i =16	01	+	+	+	+	+	13	17	20	32	0.96	100%
		0.6	400	0.5	20/0.98	125						
	02	-	+	+	+	-	37	41	47	56	0.82	12%
		0.4	400	0.5	20/0.98	75						
	03	+	-	+	+	-	15	20	27	35	0.89	67%
		0.6	300	0.5	20/0.98	75						
	04	-	-	+	+	+	40	43	52	57	0.83	50%
		0.4	300	0.5	20/0.98	125						
	05	+	+	-	+	-	11	15	24	28	0.94	103%
		0.6	400	0.4	20/0.98	75						
	06	-	+	-	+	+	39	40	46	53	0.81	25%
		0.4	400	0.4	20/0.98	125						
	07	+	-	-	+	+	16	21	28	37	0.93	76%
		0.6	300	0.4	20/0.98	125						
	08	-	-	-	+	-	40	43	48	55	0.8	37%
		0.4	300	0.4	20/0.98	75						
09	+	+	+	-	-	19	26	34	44	0.97	85%	
	0.6	400	0.5	10/0.56	75							
10	-	+	+	-	+	38	42	51	59	0.83	28%	
	0.4	400	0.5	10/0.56	125							
11	+	-	+	-	+	16	22	30	39	0.89	59%	
	0.6	300	0.5	10/0.56	125							
12	-	-	+	-	-	43	48	54	58	0.84	65%	
	0.4	300	0.5	10/0.56	75							
13	+	+	-	-	+	19	22	26	34	0.97	120%	
	0.6	400	0.4	10/0.56	125							
14	-	+	-	-	-	41	46	57	63	0.82	37.2	
	0.4	400	0.4	10/0.56	75							
15	+	-	-	-	-	20	23	30	40	0.91	75%	
	0.6	300	0.4	10/0.56	75							
16	-	-	-	-	+	42	45	50	57	0.83	36%	
	0.4	300	0.4	10/0.56	125							
N ₀ =05	17	0	0	0	0	0	33	38.5	43	52	0.90	46.7%
		0.5	350	0.45	15/0.77	100						
	18	0	0	0	0	0	31	37	42	54	0.90	46.7%
		0.5	350	0.45	15/0.77	100						
	19	0	0	0	0	0	29.5	36	40	50	0.91	46.7%
	0.5	350	0.45	15/0.77	100							
20	0	0	0	0	0	30	35	42	51	0.92	46.7%	
	0.5	350	0.45	15/0.77	100							
21	0	0	0	0	0	30	38	42.5	53	0.92	46.7%	
	0.5	350	0.45	15/0.77	100							

Les graphes des résultats des expériences (la résistance, l'ouvrabilité et la compacité)

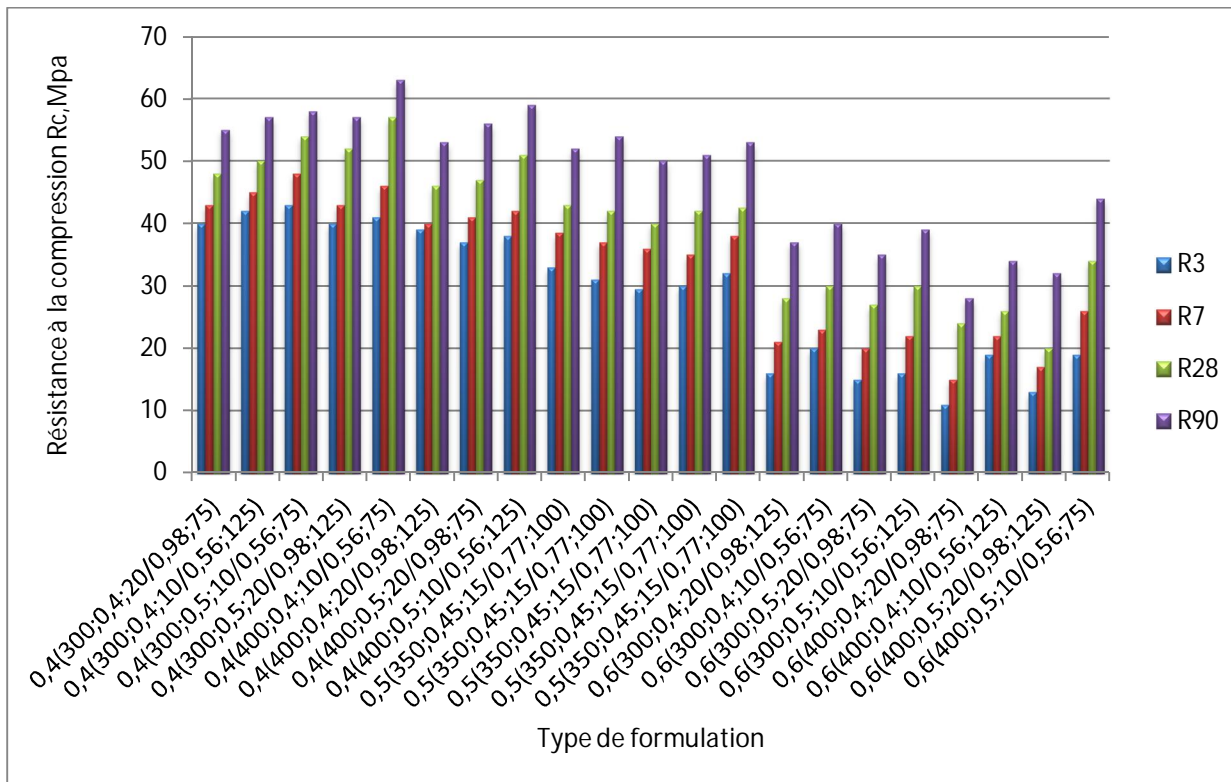


Figure IV.17 : Evolution de la résistance à la compression des bétons (durcissement humide) en fonction du type de formulation

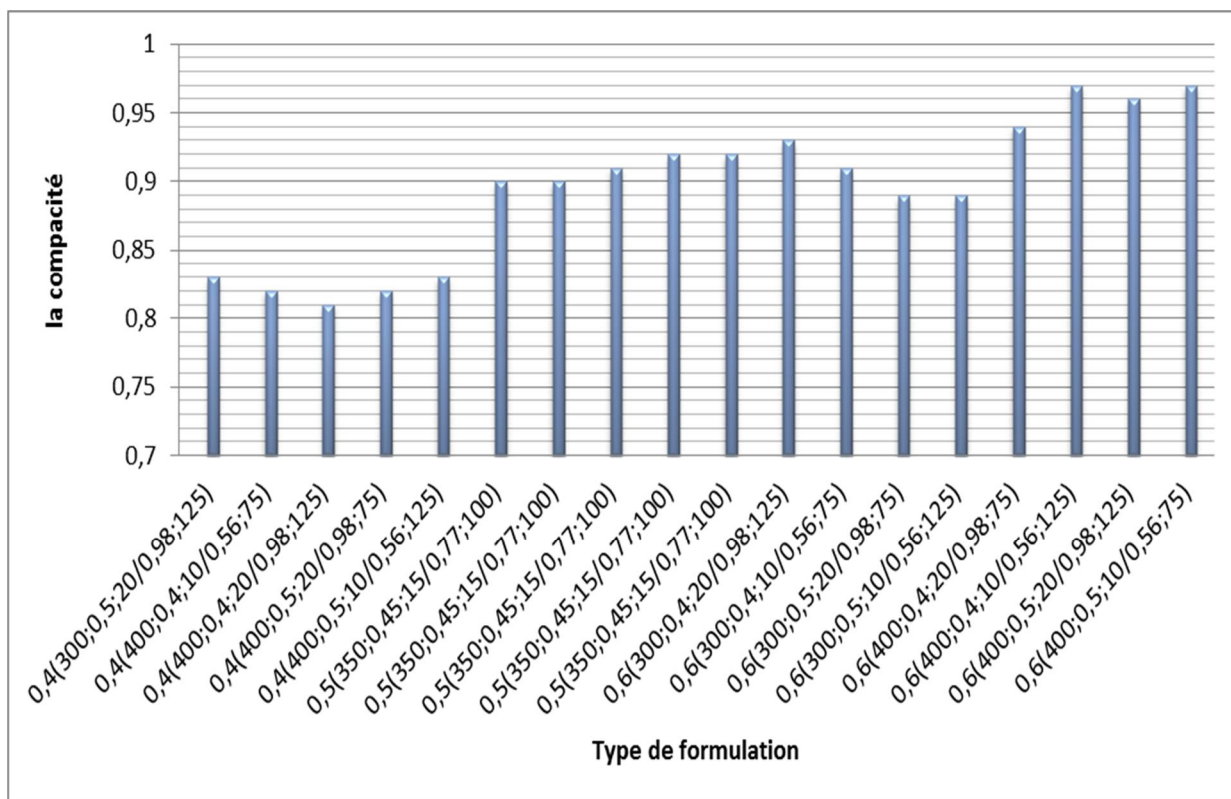


Figure IV.18 : Evolution de la compacité des bétons (durcissement humide) en fonction du type de formulation

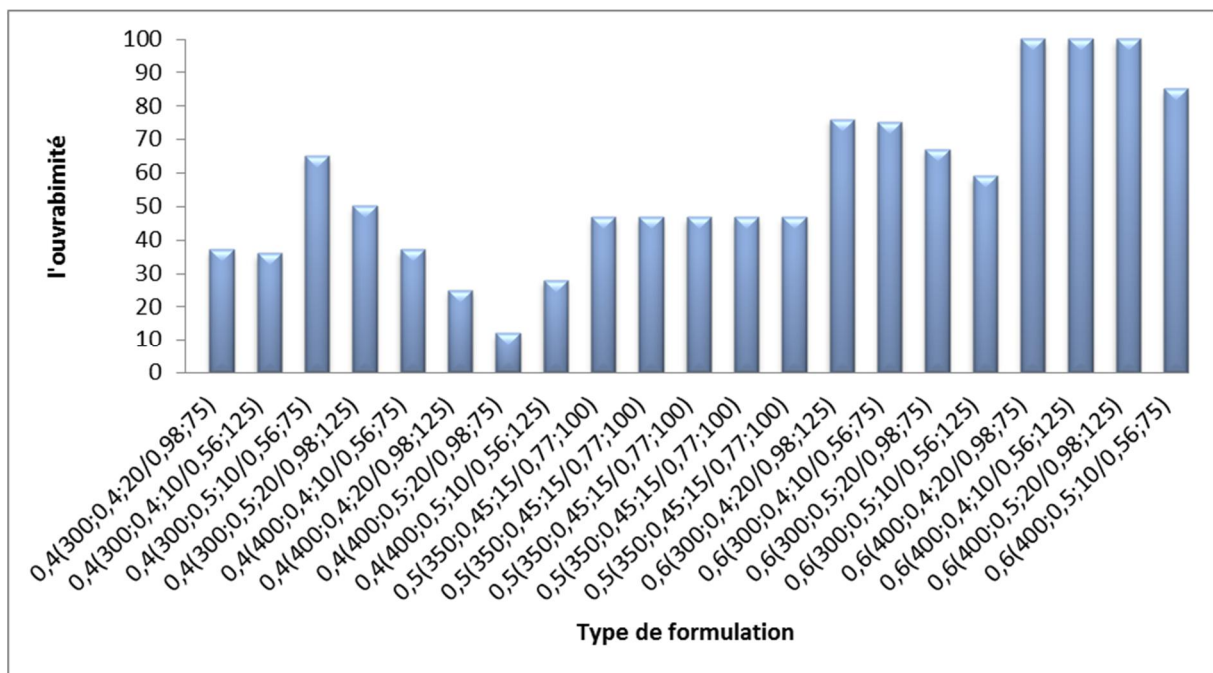


Figure IV.19 : Evolution de l'ouvrabilité des bétons en fonction du type de formulation

Les résultats des expériences se traitent à l'aide de l'utilisation des méthodes mathématico-statistique [62]. Pour cela l'utilisation des formules algébrique suivantes qui relie les propriétés des bétons et les données de départ sont :

Pour le plan de premier ordre (degré).

L'équation à la forme générale :

$$\widehat{y}_i = b_0 + \sum_1^k b_i x_i + \sum_1^k b_{ij} x_i x_j, i \neq j$$

Pour $i, j = 1, 2, \dots, K$ -numéros d'ordre de facteurs d'influences ;

\widehat{y}_i - propriétés à étudier des bétons (liants)

x_1, \dots, x_k -facteurs de départ ;

$b_0, b_1, b_2, \dots, b_{12}, b_{13}, \dots, b_{ij}$ coefficients des équations

Les coefficients des équations se déterminent comme suit pour le type I

$$b_0 = \frac{\sum_1^{N_i} y_u}{N_i}$$

$$b_i = \frac{\sum_1^{N_i} x_{iu} y_u}{N_i}$$

$$b_{ij} = \frac{\sum_1^{N_i} x_{iu} x_{ju} y_u}{N_i}$$

y_u - valeurs réelles des propriétés à étudier de béton dans u - expériences

x_{iu} - valeurs d' i -facteurs dans u - expériences

x_{ju} - valeurs de j-facteurs dans u- expériences ($i \neq j$)

N_i -le nombre des expériences planifie sauf les expériences dans les points, zéro

pour $k=2, N_i=4$ pour $K=3, N_i=8$; pour $K=4 N_i=16$ pour ;

$K=5, N_i=16$

Dans notre cas, l'équation acquiert la forme :

$$\hat{y}_i = b_0 + b_1x_1 + b_2x_2 + b_3x_3 + b_4x_4 + b_5x_5 + b_{12}x_1x_2 + b_{13}x_1x_3 + b_{14}x_1x_4 + b_{15}x_1x_5 + b_{23}x_2x_3 + b_{24}x_2x_4 + b_{25}x_2x_5 + b_{34}x_3x_4 + b_{35}x_3x_5 + b_{45}x_4x_5 \dots \dots \dots (3)$$

Les valeurs des coefficients des équations de chaque résistance sont indiquées dans le tableau suivant :

Tableau IV.4: Coefficients des équations

	Coefficients des équations															
	b_0	b_1	b_2	b_3	b_4	b_5	b_{12}	b_{13}	b_{14}	b_{15}	b_{23}	b_{24}	b_{25}	b_{34}	b_{35}	b_{45}
y_3	28,063	-11,937	-0,937	-0,437	-1,687	-0,187	0,312	0,062	-0,687	0,062	0,062	-0,437	0,312	0,312	-0,687	0,812
y_7	32,125	-11,375	-1	0,25	-2,125	-0,625	0,25	0,25	-0,375	0,375	0,125	-0,75	-0,25	0	-0,75	0,875
y_{28}	39	-11,625	-0,875	0,375	-2,5	-1,125	-0,5	0	-0,125	-0,25	0,062	-0,5	-1,25	-0,375	0	1,125
y_{90}	46,75	-10,562	-0,562	0,812	-2,562	-0,687	-1,062	0,562	-0,562	0,062	0,812	-1,312	-0,937	0,062	-0,062	1,312

Les équations reçues des résistances de chaque âge sont présent comme suit :

1-Pour la résistance de trois jours (R_3) :

$$\hat{y}_i = 28,063 - 11,937x_1 - 0,937x_2 - 0,437x_3 - 1,687x_4 - 0,187x_5 + 0,312x_1x_2 + 0,062x_1x_3 - 0,687x_1x_4 + 0,062x_1x_5 + 0,062x_2x_3 - 0,437x_2x_4 + 0,312x_2x_5 + 0,312x_3x_4 - 0,687x_3x_5 + 0,812x_4x_5 \dots \dots \dots (1)$$

2-Pour la résistance de 7 jours (R₇) :

$$\hat{y}_i = 32,125 - 11,375x_1 - 1,0x_2 + 0,25x_3 - 2,125x_4 - 0,625x_5 + 0,25x_1x_2 + 0,25x_1x_3 - 0,375x_1x_4 + 0,375x_1x_5 + 0,125x_2x_3 - 0,75x_2x_4 + 0,25x_2x_5 + 0,0x_3x_4 - 0,75x_3x_5 + 0,875x_4x_5 \dots \dots \dots (2)$$

3-Pour la résistance de 28 jours (R₂₈) :

$$\hat{y}_i = 39 - 11,625x_1 - 0,875x_2 + 0,375x_3 - 2,5x_4 - 1,13x_5 - 0,5x_1x_2 - 0,0x_1x_3 - 0,125x_1x_4 - 0,25x_1x_5 - 0,5x_2x_3 - 1,375x_2x_4 - 1,25x_2x_5 - 0,375x_3x_4 + 1,125x_4x_5 \dots \dots \dots (3)$$

4-Pour la résistance de 90 jours (R₉₀) :

$$\hat{y}_i = 46,75 - 10,562x_1 - 0,625x_2 + 0,875x_3 - 2,5x_4 - 0,75x_5 - 1,125x_1x_2 + 0,625x_1x_3 - 0,5x_1x_4 + 0,0x_1x_5 + 0,75x_2x_3 - 1,375x_2x_4 - 0,875x_2x_5 + 0,125x_3x_4 - 0,125x_3x_5 + 1,25x_4x_5 \dots \dots \dots (4)$$

L'équation de l'ouvrabilité est présente comme suit :

$$Y_{Ouv} = 60,95 + 24,675x_1 + 2,825x_2 - 2,7x_3 - 2,2x_4 + 0,80x_5 + 13,55x_1x_2 - 5,175x_1x_3 + 3,075x_1x_4 + 2,325x_1x_5 - 4,82x_2x_3 - 1,575x_2x_4 + 3,67x_2x_5 + 1,2x_3x_4 + 0,2x_3x_5 + 3,2x_4x_5 \dots \dots \dots (5)$$

L'équation de la compacité est présente comme suit :

$$Y_{Cté} = 0,878 + 0,056x_1 + 0,01x_2 + 0,001x_3 - 0,004x_4 + 0,004x_5 + 0,014x_1x_2 - 0,007x_1x_3 + 0,003x_1x_4 + 0,002x_1x_5 + 0,004x_2x_3 - 0,003x_2x_4 - 0,002x_2x_5 + 0,00x_3x_4 - 0,006x_3x_5 + 0,007x_4x_5 \dots \dots \dots (5)$$

La vérification des équations par le modèle

1-Pour la résistance de trois jours (R_3) :

Tableau IV.5: vérification de la résistance de trois jours (R_3) par le modèle

N° Expériences	Y= R28	b0	X1	X2	X3	X4	X5	X1X2	X1X3	X1X4	X1X5	X2X3	X2X4	X2X5	X3X4	X3X5	X4X5		
N1	0		39	-11,625	-0,875	0,375	-2,50	-1,13	-0,500	0,00	-0,13	-0,250	-0,500	-1,38	-1,25	-0,38	0,00	1,125	
	1	20	39	-11,625	-0,875	0,375	-2,500	-1,125	-0,50	0,00	-0,125	-0,25	-0,5	-1,38	-1,25	-0,38	0,00	1,125	20
	2	47	39	11,625	-0,875	0,375	-2,500	1,125	0,50	0,00	0,125	-0,25	-0,5	-1,38	1,25	-0,38	0,00	-1,125	47
	3	27	39	-11,625	0,875	0,375	-2,500	1,125	0,50	0,00	-0,125	0,25	0,5	1,375	-1,25	-0,38	0,00	-1,125	27
	4	52	39	11,625	0,875	0,375	-2,500	-1,125	-0,50	0,00	0,125	0,25	0,5	1,375	1,25	-0,38	0,00	1,125	52
	5	24	39	-11,625	-0,875	-0,375	-2,500	1,125	-0,50	0,00	-0,125	0,25	0,5	-1,38	1,25	0,375	0,00	-1,125	24
	6	46	39	11,625	-0,875	-0,375	-2,500	-1,125	0,50	0,00	0,125	0,25	0,5	-1,38	-1,25	0,375	0,00	1,125	46
	7	28	39	-11,625	0,875	-0,375	-2,500	-1,125	0,50	0,00	-0,125	-0,25	-0,5	1,375	1,25	0,375	0,00	1,125	28
	8	48	39	11,625	0,875	-0,375	-2,500	1,125	-0,50	0,00	0,125	-0,25	-0,5	1,375	-1,25	0,375	0,00	-1,125	48
	9	34	39	-11,625	-0,875	0,375	2,500	1,125	-0,50	0,00	0,125	0,25	-0,5	1,375	1,25	0,375	0,00	1,125	34
	10	51	39	11,625	-0,875	0,375	2,500	-1,125	0,50	0,00	-0,125	0,25	-0,5	1,375	-1,25	0,375	0,00	-1,125	51
	11	30	39	-11,625	0,875	0,375	2,500	-1,125	0,50	0,00	0,125	-0,25	0,5	-1,38	1,25	0,375	0,00	-1,125	30
	12	54	39	11,625	0,875	0,375	2,500	1,125	-0,50	0,00	-0,125	-0,25	0,5	-1,38	-1,25	0,375	0,00	1,125	54
	13	26	39	-11,625	-0,875	-0,375	2,500	-1,125	-0,50	0,00	0,125	-0,25	0,5	1,375	-1,25	-0,38	0,00	-1,125	26
	14	57	39	11,625	-0,875	-0,375	2,500	1,125	0,50	0,00	-0,125	-0,25	0,5	1,375	1,25	-0,38	0,00	1,125	57
	15	30	39	-11,625	0,875	-0,375	2,500	1,125	0,50	0,00	0,125	0,25	-0,5	-1,38	-1,25	-0,38	0,00	1,125	30
16	50	39	11,625	0,875	-0,375	2,500	-1,125	-0,50	0,00	-0,125	0,25	-0,5	-1,38	1,25	-0,38	0,00	-1,125	50	
n0	17	39	39	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0,00	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	43
	18	39	39	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	42
	19	39	39	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	40
	20	39	39	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	42
	21	39	39	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	42,5

2-Pour la résistance de 7 jours (R_7) :

Tableau IV.6: vérification de la résistance de de 7 jours (R_7) par le modèle

N° Expériences	Y = R7	b0	X1	X2	X3	X4	X5	X1X2	X1X3	X1X4	X1X5	X2X3	X2X4	X2X5	X3X4	X3X5	X4X5		
N1	0		32,125	-11,375	-1,00	-0,250	-2,125	-0,625	0,250	0,250	-0,375	0,375	0,125	-0,750	-0,250	0,00	-0,750	0,875	
	1	17	32,125	-11,3750	-1,000	-0,250	-2,125	-0,625	0,250	0,250	-0,375	0,375	0,125	-0,750	-0,250	0,000	-0,750	0,875	17
	2	41	32,125	11,3750	-1,000	-0,250	-2,125	0,625	-0,250	-0,250	0,375	0,375	0,125	-0,750	0,250	0,000	0,750	-0,875	41
	3	20	32,125	-11,3750	1,000	-0,250	-2,125	0,625	-0,250	0,250	-0,375	-0,375	-0,125	0,750	-0,250	0,000	0,750	-0,875	20
	4	43	32,125	11,3750	1,000	-0,250	-2,125	-0,625	0,250	-0,250	0,375	-0,375	-0,125	0,750	0,250	0,000	-0,750	0,875	43
	5	16	32,125	-11,3750	-1,000	0,250	-2,125	0,625	0,250	-0,250	-0,375	-0,375	-0,125	-0,750	0,250	0,000	-0,750	-0,875	15
	6	41	32,125	11,3750	-1,000	0,250	-2,125	-0,625	-0,250	0,250	0,375	-0,375	-0,125	-0,750	-0,250	0,000	0,750	0,875	40
	7	22	32,125	-11,3750	1,000	0,250	-2,125	-0,625	-0,250	-0,250	-0,375	0,375	0,125	0,750	0,250	0,000	0,750	0,875	21
	8	44	32,125	11,3750	1,000	0,250	-2,125	0,625	0,250	0,250	0,375	0,375	0,125	0,750	-0,250	0,000	-0,750	-0,875	43
	9	26	32,125	-11,3750	-1,000	-0,250	2,125	0,625	0,250	0,250	0,375	-0,375	0,125	0,750	0,250	0,000	0,750	0,875	26
	10	42	32,125	11,3750	-1,000	-0,250	2,125	-0,625	-0,250	-0,250	-0,375	-0,375	0,125	0,750	-0,250	0,000	-0,750	-0,875	42
	11	22	32,125	-11,3750	1,000	-0,250	2,125	-0,625	-0,250	0,250	0,375	0,375	-0,125	-0,750	0,250	0,000	-0,750	-0,875	22
	12	48	32,125	11,3750	1,000	-0,250	2,125	0,625	0,250	-0,250	-0,375	0,375	-0,125	-0,750	-0,250	0,000	0,750	0,875	48
	13	23	32,125	-11,3750	-1,000	0,250	2,125	-0,625	0,250	-0,250	0,375	0,375	-0,125	0,750	-0,250	0,000	0,750	-0,875	22
	14	47	32,125	11,3750	-1,000	0,250	2,125	0,625	-0,250	0,250	-0,375	0,375	-0,125	0,750	0,250	0,000	-0,750	0,875	46
	15	24	32,125	-11,3750	1,000	0,250	2,125	0,625	-0,250	-0,250	0,375	-0,375	0,125	-0,750	-0,250	0,000	-0,750	0,875	23
16	46	32,125	11,3750	1,000	0,250	2,125	-0,625	0,250	0,250	-0,375	-0,375	0,125	-0,750	0,250	0,000	0,750	-0,875	45	
n0	17	32,13	32,125	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	38,5
	18	32,13	32,125	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	37
	19	32,13	32,125	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	36
	20	32,13	32,125	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	35
	21	32,13	32,125	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	38

3-Pour la résistance de 28 jours (R_{28}) :

Tableau IV.7: vérification de la résistance de 28 jours (R_{28}) par le modèle

N° Expériences	Y= R28	b0	X1	X2	X3	X4	X5	X1X2	X1X3	X1X4	X1X5	X2X3	X2X4	X2X5	X3X4	X3X5	X4X5		
N1	0		39	-11,625	-0,875	0,375	-2,50	-1,13	-0,500	0,00	-0,13	-0,250	-0,500	-1,38	-1,25	-0,38	0,00	1,125	
	1	20	39	-11,625	-0,875	0,375	-2,500	-1,125	-0,50	0,00	-0,125	-0,25	-0,5	-1,38	-1,25	-0,38	0,00	1,125	20
	2	47	39	11,625	-0,875	0,375	-2,500	1,125	0,50	0,00	0,125	-0,25	-0,5	-1,38	1,25	-0,38	0,00	-1,125	47
	3	27	39	-11,625	0,875	0,375	-2,500	1,125	0,50	0,00	-0,125	0,25	0,5	1,375	-1,25	-0,38	0,00	-1,125	27
	4	52	39	11,625	0,875	0,375	-2,500	-1,125	-0,50	0,00	0,125	0,25	0,5	1,375	1,25	-0,38	0,00	1,125	52
	5	24	39	-11,625	-0,875	-0,375	-2,500	1,125	-0,50	0,00	-0,125	0,25	0,5	-1,38	1,25	0,375	0,00	-1,125	24
	6	46	39	11,625	-0,875	-0,375	-2,500	-1,125	0,50	0,00	0,125	0,25	0,5	-1,38	-1,25	0,375	0,00	1,125	46
	7	28	39	-11,625	0,875	-0,375	-2,500	-1,125	0,50	0,00	-0,125	-0,25	-0,5	1,375	1,25	0,375	0,00	1,125	28
	8	48	39	11,625	0,875	-0,375	-2,500	1,125	-0,50	0,00	0,125	-0,25	-0,5	1,375	-1,25	0,375	0,00	-1,125	48
	9	34	39	-11,625	-0,875	0,375	2,500	1,125	-0,50	0,00	0,125	0,25	-0,5	1,375	1,25	0,375	0,00	1,125	34
	10	51	39	11,625	-0,875	0,375	2,500	-1,125	0,50	0,00	-0,125	0,25	-0,5	1,375	-1,25	0,375	0,00	-1,125	51
	11	30	39	-11,625	0,875	0,375	2,500	-1,125	0,50	0,00	0,125	-0,25	0,5	-1,38	1,25	0,375	0,00	-1,125	30
	12	54	39	11,625	0,875	0,375	2,500	1,125	-0,50	0,00	-0,125	-0,25	0,5	-1,38	-1,25	0,375	0,00	1,125	54
	13	26	39	-11,625	-0,875	-0,375	2,500	-1,125	-0,50	0,00	0,125	-0,25	0,5	1,375	-1,25	-0,38	0,00	-1,125	26
	14	57	39	11,625	-0,875	-0,375	2,500	1,125	0,50	0,00	-0,125	-0,25	0,5	1,375	1,25	-0,38	0,00	1,125	57
	15	30	39	-11,625	0,875	-0,375	2,500	1,125	0,50	0,00	0,125	0,25	-0,5	-1,38	-1,25	-0,38	0,00	1,125	30
16	50	39	11,625	0,875	-0,375	2,500	-1,125	-0,50	0,00	-0,125	0,25	-0,5	-1,38	1,25	-0,38	0,00	-1,125	50	
n0	17	39	39	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	43
	18	39	39	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	42
	19	39	39	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	40
	20	39	39	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	42
	21	39	39	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	42,5

4-Pour la résistance de 90 jours (R_{90}) :

Tableau IV.8: vérification de la résistance de de 90 jours (R_{90}) par le modèle

N° Expériences	Y = R90	b0	X1	X2	X3	X4	X5	X1X2	X1X3	X1X4	X1X5	X2X3	X2X4	X2X5	X3X4	X3X5	X4X5		
N1	0		46,75	-10,500	-0,625	0,875	-2,500	-0,750	-1,125	0,625	-0,500	0,000	0,750	-1,375	-0,875	0,125	-0,125	1,250	
	1	32	46,75	-10,500	-0,625	0,875	-2,500	-0,750	-1,125	0,625	-0,500	0,000	0,750	-1,375	-0,875	0,125	-0,125	1,250	32
	2	56	46,75	10,500	-0,625	0,875	-2,500	0,750	1,125	-0,625	0,500	0,000	0,750	-1,375	0,875	0,125	0,125	-1,250	56
	3	36	46,75	-10,500	0,625	0,875	-2,500	0,750	1,125	0,625	-0,500	0,000	-0,750	1,375	-0,875	0,125	0,125	-1,250	36
	4	57	46,75	10,500	0,625	0,875	-2,500	-0,750	-1,125	-0,625	0,500	0,000	-0,750	1,375	0,875	0,125	-0,125	1,250	57
	5	28	46,75	-10,500	-0,625	-0,875	-2,500	0,750	-1,125	-0,625	-0,500	0,000	-0,750	-1,375	0,875	-0,125	-0,125	-1,250	28
	6	53	46,75	10,500	-0,625	-0,875	-2,500	-0,750	1,125	0,625	0,500	0,000	-0,750	-1,375	-0,875	-0,125	0,125	1,250	53
	7	37	46,75	-10,500	0,625	-0,875	-2,500	-0,750	1,125	-0,625	-0,500	0,000	0,750	1,375	0,875	-0,125	0,125	1,250	37
	8	55	46,75	10,500	0,625	-0,875	-2,500	0,750	-1,125	0,625	0,500	0,000	0,750	1,375	-0,875	-0,125	-0,125	-1,250	55
	9	44	46,75	-10,500	-0,625	0,875	2,500	0,750	-1,125	0,625	0,500	0,000	0,750	1,375	0,875	-0,125	0,125	1,250	44
	10	59	46,75	10,500	-0,625	0,875	2,500	-0,750	1,125	-0,625	-0,500	0,000	0,750	1,375	-0,875	-0,125	-0,125	-1,250	59
	11	39	46,75	-10,500	0,625	0,875	2,500	-0,750	1,125	0,625	0,500	0,000	-0,750	-1,375	0,875	-0,125	-0,125	-1,250	39
	12	58	46,75	10,500	0,625	0,875	2,500	0,750	-1,125	-0,625	-0,500	0,000	-0,750	-1,375	-0,875	-0,125	0,125	1,250	58
	13	34	46,75	-10,500	-0,625	-0,875	2,500	-0,750	-1,125	-0,625	0,500	0,000	-0,750	1,375	-0,875	0,125	0,125	-1,250	34
	14	63	46,75	10,500	-0,625	-0,875	2,500	0,750	1,125	0,625	-0,500	0,000	-0,750	1,375	0,875	0,125	-0,125	1,250	63
	15	40	46,75	-10,500	0,625	-0,875	2,500	0,750	1,125	-0,625	0,500	0,000	0,750	-1,375	-0,875	0,125	-0,125	1,250	40
16	57	46,75	10,500	0,625	-0,875	2,500	-0,750	-1,125	0,625	-0,500	0,000	0,750	-1,375	0,875	0,125	0,125	-1,250	57	
n0	17	46,750	46,75	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	52
	18	46,750	46,75	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	54
	19	46,750	46,75	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	50
	20	46,750	46,75	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	51
	21	46,750	46,75	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	53

5-Pour la compacité :

Tableau IV.9: vérification de la compacité par le modèle

N° Expériences	Y = R7	b0	X1	X2	X3	X4	X5	X1X2	X1X3	X1X4	X1X5	X2X3	X2X4	X2X5	X3X4	X3X5	X4X5		
N1	0		0,87813	0,056	0,01	0,001	-0,004	0,004	0,014	-0,007	0,003	0,002	0,004	-0,003	-0,002	0,00	-0,006	0,007	
	1	0,96	0,87813	0,0560	0,010	0,001	-0,004	0,004	0,014	-0,007	0,003	0,002	0,004	-0,003	-0,002	0,000	-0,006	0,007	0.96
	2	0,82	0,87813	-0,0560	0,010	0,001	-0,004	-0,004	-0,014	0,007	-0,003	0,002	0,004	-0,003	0,002	0,000	0,006	-0,007	0.82
	3	0,89	0,87813	0,0560	-0,010	0,001	-0,004	-0,004	-0,014	-0,007	0,003	-0,002	-0,004	0,003	-0,002	0,000	0,006	-0,007	0.89
	4	0,83	0,87813	-0,0560	-0,010	0,001	-0,004	0,004	0,014	0,007	-0,003	-0,002	-0,004	0,003	0,002	0,000	-0,006	0,007	0.83
	5	0,94	0,87813	0,0560	0,010	-0,001	-0,004	-0,004	0,014	0,007	0,003	-0,002	-0,004	-0,003	0,002	0,000	-0,006	-0,007	0.94
	6	0,81	0,87813	-0,0560	0,010	-0,001	-0,004	0,004	-0,014	-0,007	-0,003	-0,002	-0,004	-0,003	-0,002	0,000	0,006	0,007	0.81
	7	0,94	0,87813	0,0560	-0,010	-0,001	-0,004	0,004	-0,014	0,007	0,003	0,002	0,004	0,003	0,002	0,000	0,006	0,007	0.93
	8	0,80	0,87813	-0,0560	-0,010	-0,001	-0,004	-0,004	0,014	-0,007	-0,003	0,002	0,004	0,003	-0,002	0,000	-0,006	-0,007	0.8
	9	0,97	0,87813	0,0560	0,010	0,001	0,004	-0,004	0,014	-0,007	-0,003	-0,002	0,004	0,003	0,002	0,000	0,006	0,007	0.97
	10	0,83	0,87813	-0,0560	0,010	0,001	0,004	0,004	-0,014	0,007	0,003	-0,002	0,004	0,003	-0,002	0,000	-0,006	-0,007	0.83
	11	0,89	0,87813	0,0560	-0,010	0,001	0,004	0,004	-0,014	-0,007	-0,003	0,002	-0,004	-0,003	0,002	0,000	-0,006	-0,007	0.89
	12	0,84	0,87813	-0,0560	-0,010	0,001	0,004	-0,004	0,014	0,007	0,003	0,002	-0,004	-0,003	-0,002	0,000	0,006	0,007	0.84
	13	0,97	0,87813	0,0560	0,010	-0,001	0,004	0,004	0,014	0,007	-0,003	0,002	-0,004	0,003	-0,002	0,000	0,006	-0,007	0.97
	14	0,82	0,87813	-0,0560	0,010	-0,001	0,004	-0,004	-0,014	-0,007	0,003	0,002	-0,004	0,003	0,002	0,000	-0,006	0,007	0.82
	15	0,91	0,87813	0,0560	-0,010	-0,001	0,004	-0,004	-0,014	0,007	-0,003	-0,002	0,004	-0,003	-0,002	0,000	-0,006	0,007	0.91
16	0,83	0,87813	-0,0560	-0,010	-0,001	0,004	0,004	0,014	-0,007	0,003	-0,002	0,004	-0,003	0,002	0,000	0,006	-0,007	0.83	
n0	17	0,88	0,87813	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0.90
	18	0,88	0,87813	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0.90
	19	0,88	0,87813	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0.91
	20	0,88	0,87813	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0.92
	21	0,88	0,87813	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0.92

5-Pour l'ouvrabilité :

Tableau IV.10: vérification de l'ouvrabilité par le modèle

N° Expériences	Y = R90	b0	X1	X2	X3	X4	X5	X1X2	X1X3	X1X4	X1X5	X2X3	X2X4	X2X5	X3X4	X3X5	X4X5		
N1	0		60,95	24,675	2,825	-2,70	-2,20	0,80	13,55	-5,175	3,075	2,325	-4,825	-1,575	3,675	1,2	0,20	3,2	
	1	100	60,95	24,675	2,825	-2,700	-2,200	0,800	13,550	-5,175	3,075	2,325	-4,825	-1,575	3,675	1,2	0,200	3,2	100
	2	12	60,95	-24,675	2,825	-2,700	-2,200	-0,800	-13,550	5,175	-3,075	2,325	-4,825	-1,575	-3,675	1,2	-0,200	-3,200	12
	3	67	60,95	24,675	-2,825	-2,700	-2,200	-0,800	-13,550	-5,175	3,075	-2,325	4,825	1,575	3,675	1,2	-0,200	-3,200	67
	4	50	60,95	-24,675	-2,825	-2,700	-2,200	0,800	13,550	5,175	-3,075	-2,325	4,825	1,575	-3,675	1,2	0,200	3,200	50
	5	103	60,95	24,675	2,825	2,700	-2,200	-0,800	13,550	5,175	3,075	-2,325	4,825	-1,575	-3,675	-1,2	0,200	-3,200	103
	6	25	60,95	-24,675	2,825	2,700	-2,200	0,800	-13,550	-5,175	-3,075	-2,325	4,825	-1,575	3,675	-1,2	-0,200	3,200	25
	7	76	60,95	24,675	-2,825	2,700	-2,200	0,800	-13,550	5,175	3,075	2,325	-4,825	1,575	-3,675	-1,2	-0,200	3,200	76
	8	37	60,95	-24,675	-2,825	2,700	-2,200	-0,800	13,550	-5,175	-3,075	2,325	-4,825	1,575	3,675	-1,2	0,200	-3,200	37
	9	85	60,95	24,675	2,825	-2,700	2,200	-0,800	13,550	-5,175	-3,075	-2,325	-4,825	1,575	-3,675	-1,2	-0,200	3,200	85
	10	28	60,95	-24,675	2,825	-2,700	2,200	0,800	-13,550	5,175	3,075	-2,325	-4,825	1,575	3,675	-1,2	0,200	-3,200	28
	11	59	60,95	24,675	-2,825	-2,700	2,200	0,800	-13,550	-5,175	-3,075	2,325	4,825	-1,575	-3,675	-1,2	0,200	-3,200	59
	12	65	60,95	-24,675	-2,825	-2,700	2,200	-0,800	13,550	5,175	3,075	2,325	4,825	-1,575	3,675	-1,2	-0,200	3,200	65
	13	120	60,95	24,675	2,825	2,700	2,200	0,800	13,550	5,175	-3,075	2,325	4,825	1,575	3,675	1,2	-0,200	-3,200	120
	14	37	60,95	-24,675	2,825	2,700	2,200	-0,800	-13,550	-5,175	3,075	2,325	4,825	1,575	-3,675	1,2	0,200	3,200	37,2
	15	75	60,95	24,675	-2,825	2,700	2,200	-0,800	-13,550	5,175	-3,075	-2,325	-4,825	-1,575	3,675	1,2	0,200	3,200	75
	16	36	60,95	-24,675	-2,825	2,700	2,200	0,800	13,550	-5,175	3,075	-2,325	-4,825	-1,575	-3,675	1,2	-0,200	-3,200	36
n0	17	60,95	60,95	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,0	0,000	0,000	46,7
	18	60,95	60,95	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,0	0,000	0,000	46,7
	19	60,95	60,95	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,0	0,000	0,000	46,7
	20	60,95	60,95	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,0	0,000	0,000	46,7
	21	60,95	60,95	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,0	0,000	0,000	46,7

Après la vérification des équations on constate qu'on remplace Les facteurs testés par les valeurs dans le code (le niveau haut (+1), le niveau moyen (0) et le niveau bas (-1)), les résultats des expériences tels que la résistance, l'ouvrabilité et la compacité sont les mêmes avec les résultats de modèle.

IV.2.3 Amélioration des performances physico- mécaniques et rhéologiques des bétons frais et durcis.

IV.2.3.1. La résistance à la compression

Afin d'étudier en parallèle l'effet des différents pourcentages de pouzzolane, de laitier et le sable de dune sur la résistance à la compression des bétons durcis, on a utilisé des éprouvettes cubiques de $(10 \times 10 \times 10)$ cm³ en béton à raison de trois éprouvettes par essai. Les éprouvettes ont subis une conservation dans l'eau potable à $20 \pm 2^\circ\text{C}$ pendant 7, 14, 28, 90 et 180 jours [56].

A partir des résultats on a pu construire des graphes présentant l'évolution dans le temps de la résistance à la compression en fonction des différents pourcentages de pouzzolane et de laitier et le sable de dune (figures IV.20 à IV.22).

On constate que la résistance de compression des bétons avec additions est décroissante en fonction de l'augmentation des taux des additions

Sur les figures (IV.20, IV.21 et IV.22) les bétons avec addition ont la même tendance, concernant la progression de la résistance à la compression des bétons avec additions et fonction de temps de durcissement.

On constate aussi que la substitution de 10% donne des meilleures résistances à la compression pour l'ensemble des bétons.

L'évolution des résistances en fonction du temps montre que pendant les premiers jours les bétons avec additions ne produisent pas une amélioration sensible des résistances par contre dans les périodes qui suivent, les résistances augmente sensiblement. Cela est dû à la cinétique de la réaction d'hydratation des constituants du ciment à la pouzzolane, au laitier et au sable de dune qui devient de plus en plus active. C'est la formation des CSH (silicate de calcium hydraté) qui conduit à une augmentation de la résistance [17].

La présence des additions minérales finement broyées accélère la réaction d'hydratation du ciment Portland. C'est l'effet de remplissage dû à leurs finesses et l'effet pouzzolanique, peut conduire à de meilleures résistances mécaniques des bétons. Ce qui est en accord avec [57 ; 58 ; 59 et 60]

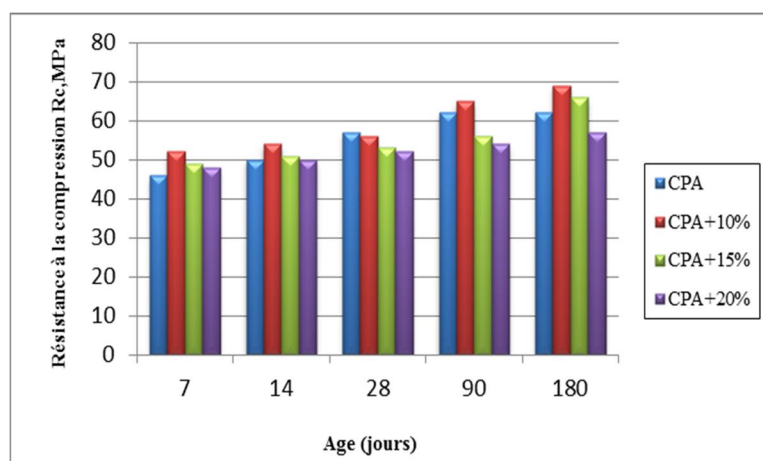


Figure IV.20 : Evolution de la résistance à la compression des bétons en fonction des pourcentages d'addition de pouzzolane et de temps de durcissement

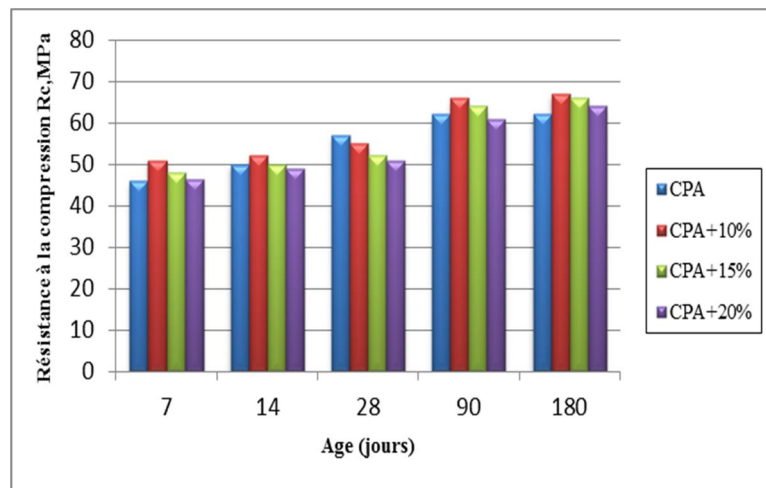


Figure IV.21: Evolution de la résistance à la compression des bétons en fonction des pourcentages d'addition de laitier et de temps de durcissement

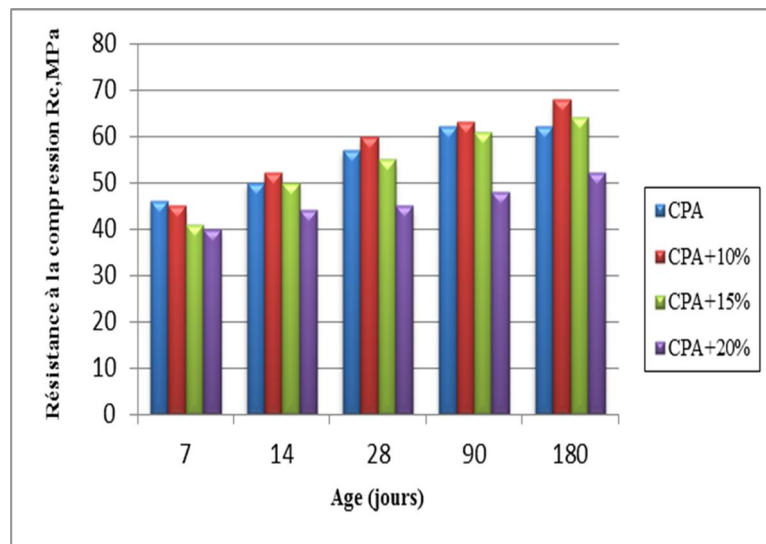


Figure IV.22: Evolution de la résistance à la compression des bétons en fonction des pourcentages d'addition de sable de dune et de temps de durcissement

IV.2.3.2. La résistance à la flexion et la traction par fendage

On a choisit les meilleurs pourcentages des additions (BP avec 10%, BL avec 10% et BSD avec 10%) selon la résistance à la compression. Pour l'étude de l'effet des additions minérales sur la résistance à la flexion et la traction par fendage on a préparé des éprouvettes prismatiques (10x 10 x 40 cm) et cylindriques (16x 32 cm), respectivement [Mezghiche]. On a confectionné quatre sortes de bétons (béton ordinaire BT, BP, BL et BSD), chaque série comprend trois échantillons. Les éprouvettes ont été conservées à l'eau pour éviter tout échange d'eau avec l'extérieur, la température a été maintenue constante à $20 \pm 1^\circ\text{C}$. Les résultats obtenus des résistances à 28, 90 et 180 jours, sont illustrés sur les figures (IV.23 et IV.24) ci-dessous. L'effet des additions minérales finement broyé sur la résistance à la flexion et la traction par fendage est similaire à celui de la résistance à la compression. Nous constatons, d'après les résultats obtenus, que la résistance à la flexion et la traction par fendage, montre que les bétons BSD et BL sont clairement supérieur aux bétons BP et BT.

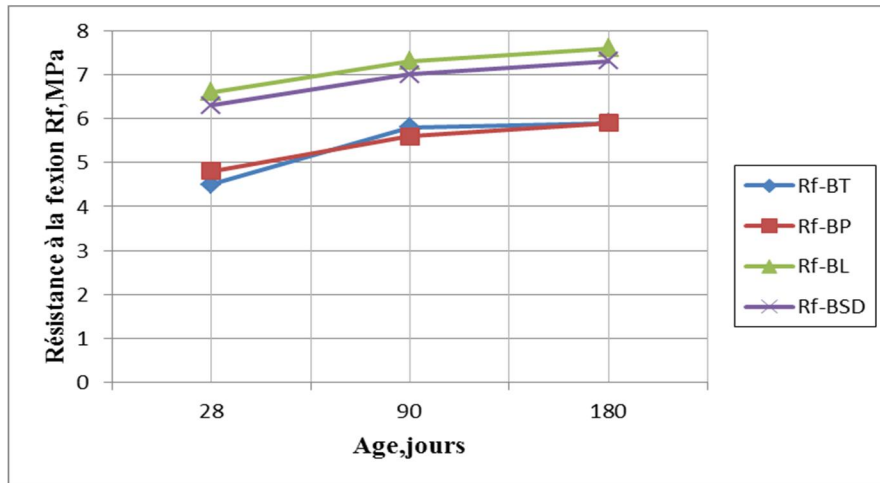


Figure IV.23: Variation de la résistance à la flexion des bétons avec additions en fonction de temps

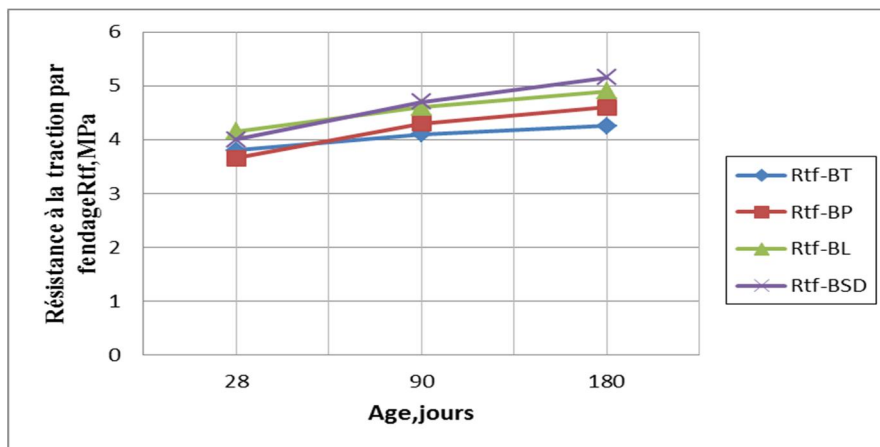


Figure IV.24 : Variation de la résistance à la traction par fendage des bétons avec additions en fonction de temps

IV.2.3.3. Etude de la durabilité des bétons :

IV.2.3.3.1. Absorption d'eau par immersion :

Les résultats de l'absorption d'eau par immersion des éprouvettes de béton avec les sables de carrière non modifiés et modifiés avec sable d'oued ou du sable de dune sont présentés sur la figure IV.25:

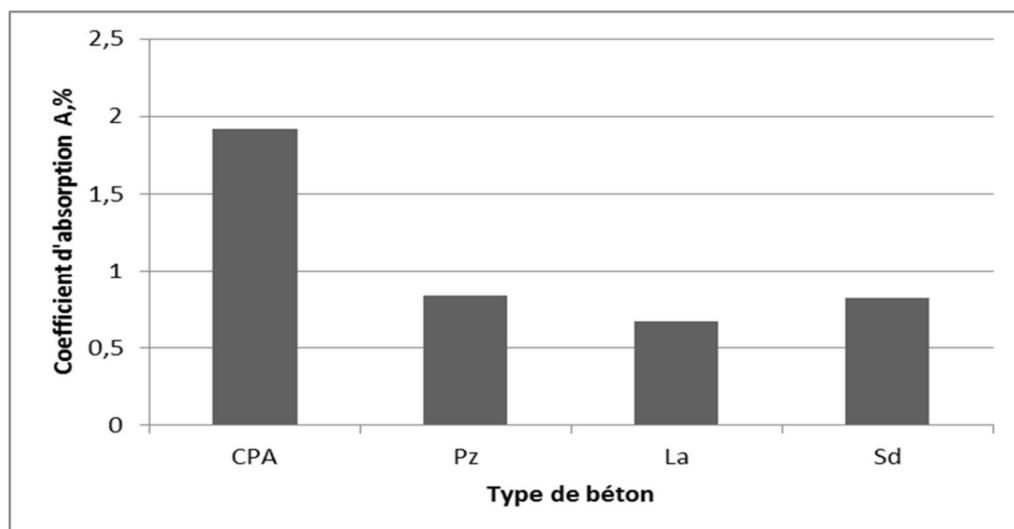


Figure IV.25 : Variation de coefficient d'absorption d'eau des bétons avec additions

D'après la figure IV.25 on remarque que le coefficient d'absorption d'eau par immersion est clairement plus faible pour les bétons avec additions. D'autre part, l'absorption d'eau des bétons peut être classée en ordre croissant « CPA, Pz, Sd, La ». L'augmentation de la teneur en fines engendre une baisse de l'absorption d'eau. Ces résultats sont attribués à la porosité des différents bétons ; plus la porosité diminue plus le coefficient absorption d'eau diminue.

De ce fait, une teneur en fines élevée signifiait une porosité réduite et un coefficient absorption d'eau minimisé, afin d'avoir les meilleures performances.

IV.2.3.3.2. Le coefficient de ramollissement :

Les résultats des coefficients de ramollissement des éprouvettes de béton avec addition et sans addition sont présentés sur la figure IV.26.

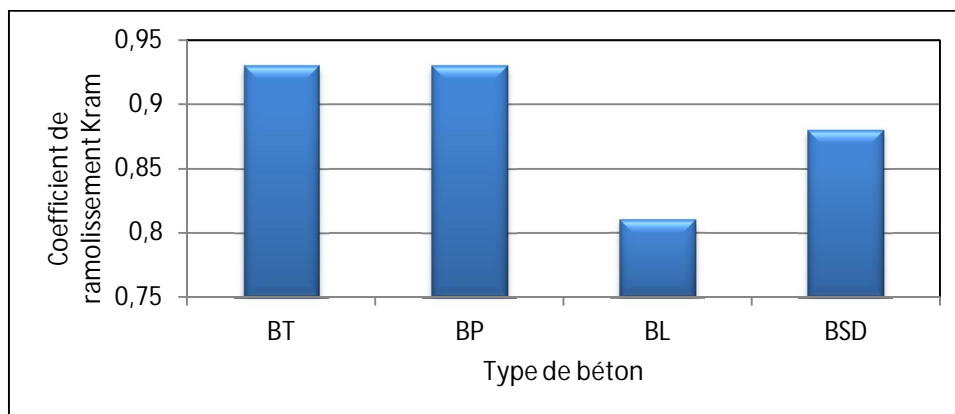


Figure IV.26 : Coefficient de ramollissement des différents types de béton

Les résultats du coefficient de ramollissement (Figure IV.26) de béton avec pouzzolane (BP) et du béton témoin sont très proches. D'autre part, des autres bétons peuvent être classés en ordre croissant «BL, BSD ». De ce fait, cela est à l'inverse du coefficient absorption d'eau. Cela était attribué à la même explication précédente ; c'est-à-dire la variation de la porosité en fonction de la quantité de fines dans les sables (le coefficient de ramollissement augmente avec l'augmentation de la teneur en fines et la diminution de la porosité).

IV.2.3.3.3. Gel/dégel :

Les résultats des résistances à la compression après 50 cycles de gel/dégel des éprouvettes de béton avec addition et sans addition sont présentés sur les figures IV.27 et IV.28 :

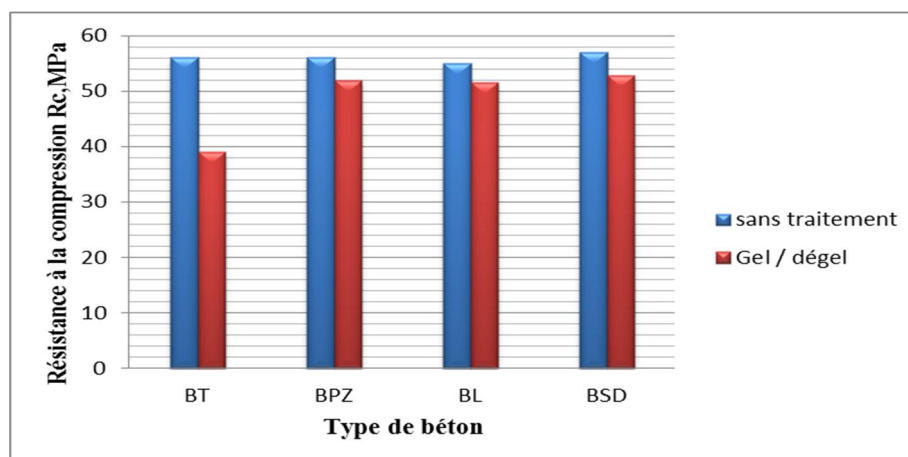


Figure IV.27 : Résistance à la compression à 28 jours après gel/dégel du différent type de béton

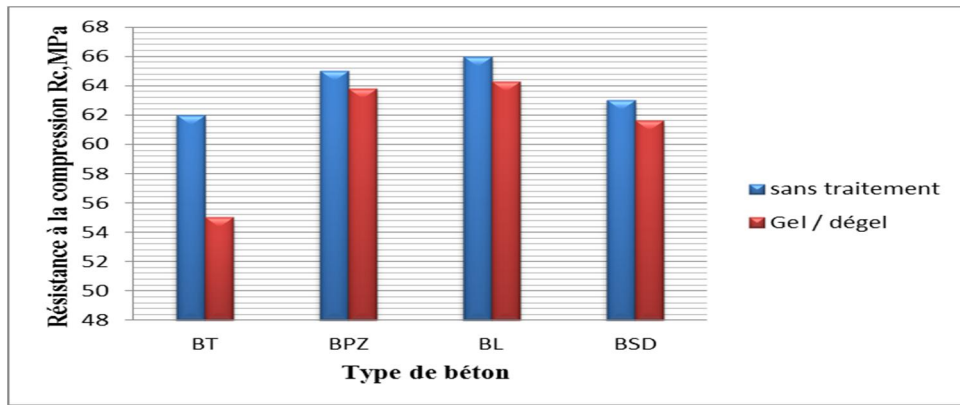


Figure IV.28 : Résistance à la compression à 90 jours après gel/dégel du différent type de béton

En examine la figure IV.27 et la figure IV.28 en comparant la résistance à la compression des bétons soumis à 50 cycles gel-dégel, avec la résistance à la compression des bétons de référence, on peut distinguer qu'il y a une chute de résistance. Cela confirme les résultats de la littérature [61].

Cette baisse de résistance était attribuée à des éclatements et un gonflement provoqué par le gel de l'eau interne. D'autre part, la chute de résistance était plus importante des bétons témoin par rapport aux bétons avec additions.

On peut conclure que les bétons avec additions minérales plus durable vis-à-vis de l'effet cyclique gel/dégel que des bétons sans additions minérales, peuvent rivaliser avec les bétons avec additions minérales faiblement poreux puisque leur faible perméabilité retarde la pénétration de l'eau.

IV.2.3.3.4. Attaques chimiques et sulfatique:

Les résultats des résistances à la compression des bétons avec des additions minérales à 28 jours et 90 jours exposés à des milieux agressifs : Sulfate de sodium (Na_2SO_4) et Acide chlorhydrique (Hcl), sont présentés sur la figure ci-dessous :

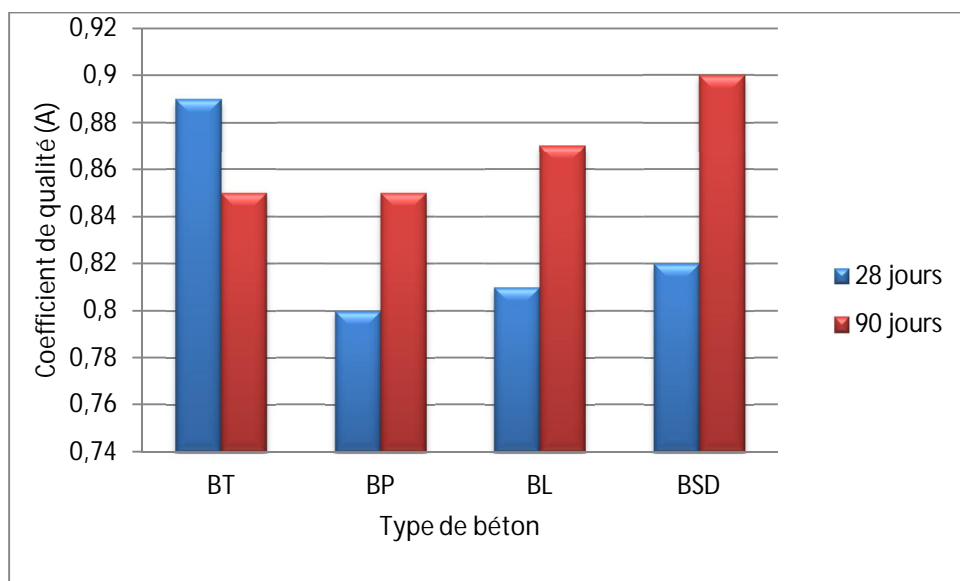


Figure IV.29 : Résistance à la compression après immersion dans Na_2SO_4 des différents types de béton

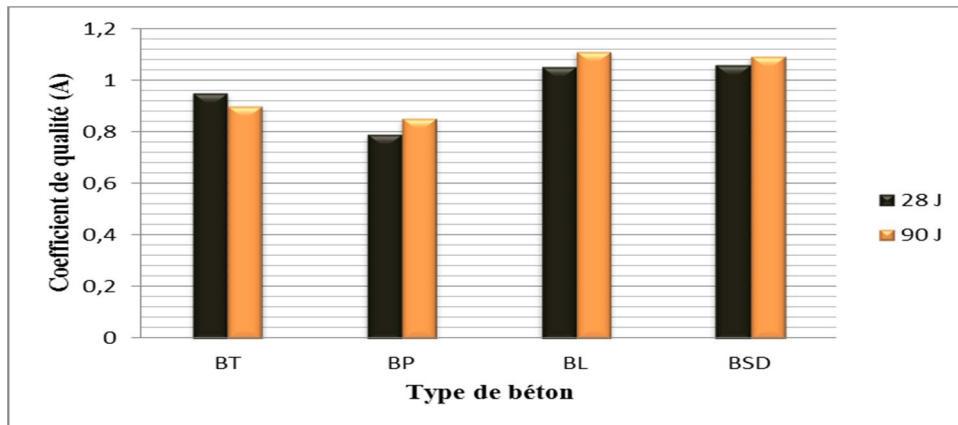


Figure IV.30 : Résistance à la compression après immersion dans Hcl des différents types de béton

En examinant les figures IV.29 et IV.30 relatives à la variation des résistances à la compression des bétons exposés à des milieux agressifs (Na_2SO_4 , Hcl) on peut apercevoir que quelque soit le milieu agressif

Nous constatons, que le coefficient de qualité (A), dans les deux solutions agressives, explique nettement la résistance au lessivage des bétons

Nous constatons, que le coefficient de qualité (A), dans les deux solutions agressives, explique nettement la résistance au lessivage des bétons avec des additions minérales aux agents agressifs. les bétons avec des additions minérales « Pz, Sd, La » sont comportent mieux que le béton sans additions minérales.

Les bétons avec additions immergé dans la solution de Na_2SO_4 montrent une augmentation relativement importante du coefficient de qualité à 3 mois. On peut estimer que l'amélioration est due à la modification de la texture des hydrates qui devient plus compact.

Les bétons avec additions minérales finement broyé offre également une bonne protection contre l'agressivité des sulfates, ceci s'explique du fait de l'augmentation de PH qui est dû à la formation de NaOH qui stabilise la formation de C-S-H. En général, la présence des ions de sulfate en faible quantité fait augmenter l'hydratation du ciment. Ce qui est en accord avec [65 et 66].

D'autre part la solution de Hcl, la réduction d'agressivité est directement liée à la présence des chlorures. Ceux-ci accroissent la solubilité du gypse et de l'ettringite qui cristallise au moins partiellement, sous une forme non expansive à partir de la solution. Ce qui est en accord avec [67]. En comparant l'effet du milieu agressif de chlorure à celui de sulfate, on remarque que le sulfate influe plus que le chlorure sur le ciment prémélangé au sable de dune finement broyé. Par conséquent, le ciment prémélangé au sable de dune finement broyé est plus durable dans les milieux où les chlorures sont prédominants.

IV.2.3.4. Déformabilité du béton :

Dans le but d'étudier l'influence des additions minérales finement broyées sur la déformabilité du béton à 28 jours du durcissement, on a confectionné quatre sortes des bétons (béton ordinaire BT, BP, BL et BSD), chaque série comprend trois échantillons prismatiques de (10× 10×40 cm). La déformation a été mesurée au moyen d'indicateurs à cadran indiquant le 0.01 mm qui sont installés à l'aide de cadres appropriés sur une surface de 200 mm dans le sens longitudinal et de 100 mm dans le sens transversal, comportant des plots de mesure (distants de 20 cm) (figure).



Figure IV.31: Essai de déformabilité

La définition de la résistance prismatique des éprouvettes par la formule: $R_{Pri} = P / F$

P : charge de destruction selon les unités de mesure de presse.

F : air de la section de l'éprouvette.

Le module d'élasticité se détermine pour chaque éprouvette au niveau de la charge égal 30% de la charge de destruction. $E_{el} = \sigma_1 / \varepsilon_{1el}$, $\sigma_1 = P_1 / F$

σ_1 : accroissement de la contrainte de zéro conventionnel au niveau 30% de la charge de destruction.

P_1 : charge de destructions correspondantes.

ε_{1el} : accroissement des déformations relatives élasto-instantanées longitudinales, des éprouvettes correspondant à la charge $P_1 = 0.3 P$

L'accroissement des déformations se détermine comme la moyenne arithmétique des indicateurs des quatre côtés du prisme $\varepsilon_{1el} = \Delta l_1 / l_1$

Δl_1 : accroissement absolu des déformations longitudinales des éprouvettes correspondant à l'accroissement des contraintes.

l_1 : les bases fixes pour les mesures des déformations longitudinales des éprouvettes.

A partir des résultats des essais sur les prismes on a construit des graphiques présentant l'évolution du module de déformation des bétons en compression, des déformation élasto-instantanées longitudinales (t) et relatives totales (t+ Δt) avec la contrainte relative.

On détermine le module d'élasticité initial à la compression à partir de la formule :

$$E = \Sigma \Delta \sigma / \Sigma \Delta \varepsilon$$

$\Sigma \Delta \sigma$: la somme d'accroissement de la contrainte à chaque degré de 0.05 à 0.3 P_c .

$\Sigma \Delta \varepsilon$: la somme d'accroissement de la déformation élasto- instantanées longitudinale relative à chaque degré de la même gamme.

Les déformations élasto-instantanées longitudinales (ϵ_{1el}) et les déformations élasto-instantanées totales longitudinales (ϵ_{1Tel}) des bétons BT, BP, BL et BSD en fonction des contraintes relatives sont représentées sur les Figures (IV.32) et (IV.33).

Les déformations élasto-instantanées transversales (ϵ_{2el}) et les déformations élasto-instantanées totales transversales (ϵ_{2Tel}) des bétons BT, BP, BL et BSD en fonction des contraintes relatives sont représentées sur les Figures (IV.34) et (IV.35) respectivement.

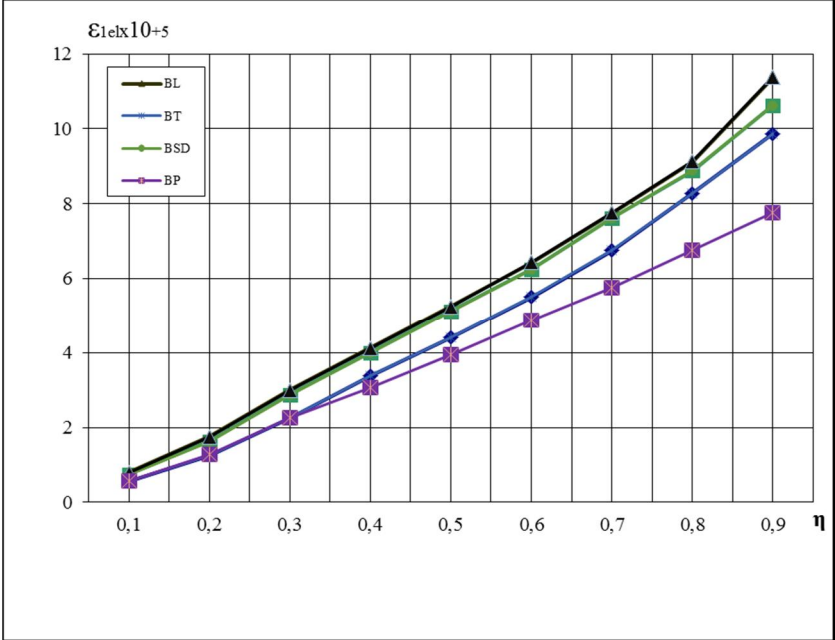


Figure IV.32: Déformation élasto-instantanées longitudinales du béton ϵ_{1el} en fonction des contraintes relatives η pour les séries de prismes

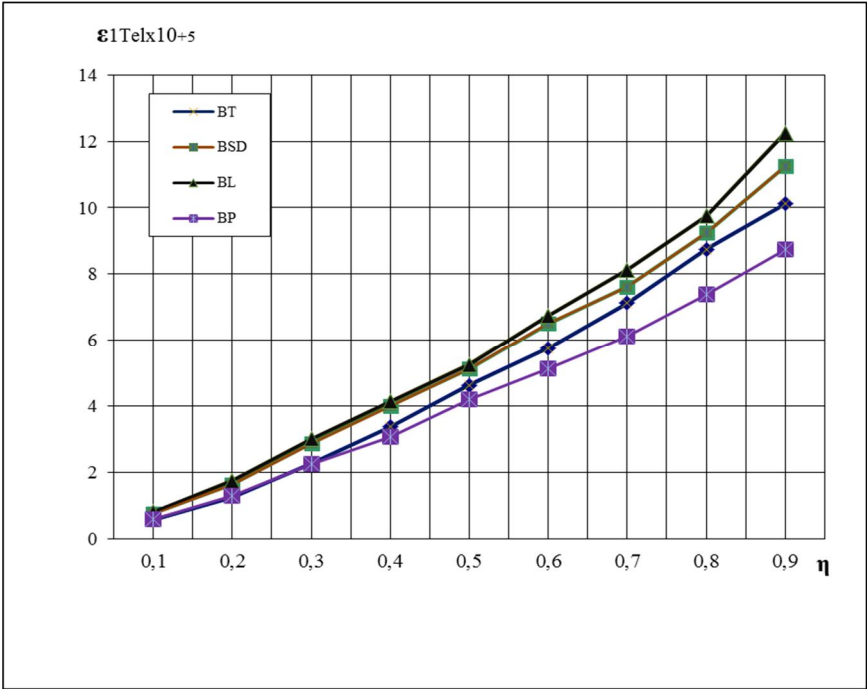


Figure IV.33: Déformation élasto-instantanées totales longitudinales du béton ϵ_{1Tel} en fonction des contraintes relatives η pour les séries de prismes

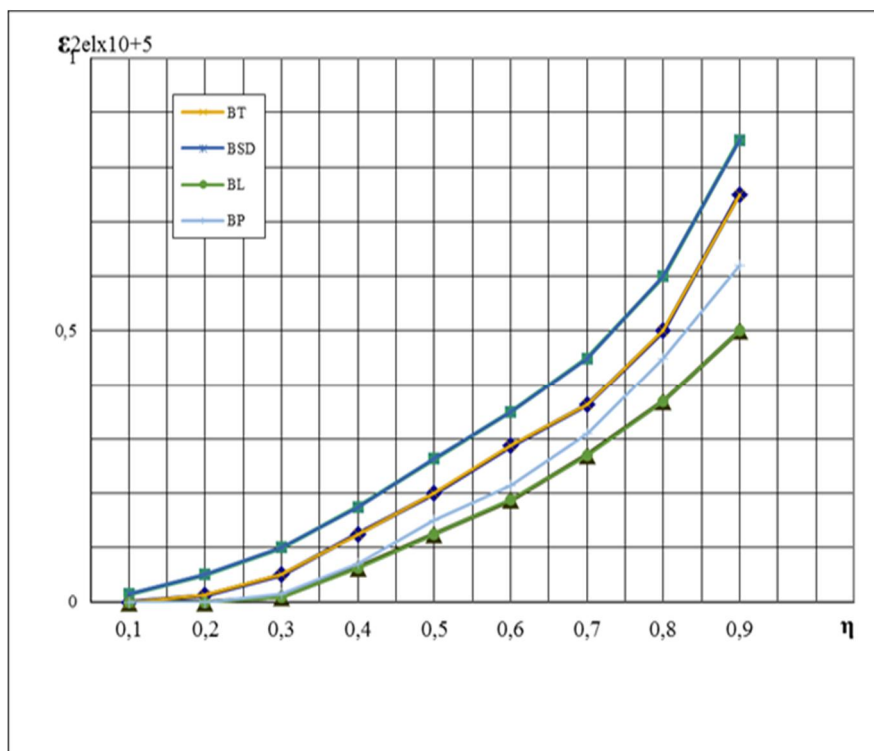


Figure IV.34: Déformation élasto-instantanées transversales du béton ϵ_{2el} en fonction des contraintes relatives η pour les séries de prismes

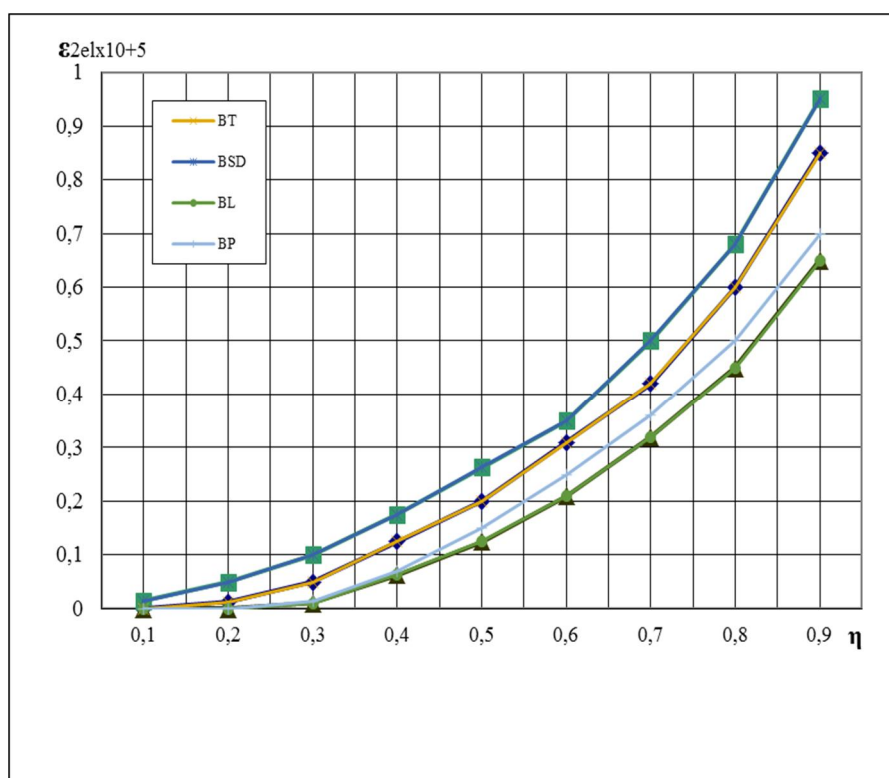


Figure IV.35 : Déformation élasto-instantanées totales transversales du béton ϵ_{2Tel} en fonction des contraintes relatives η pour les séries de prismes

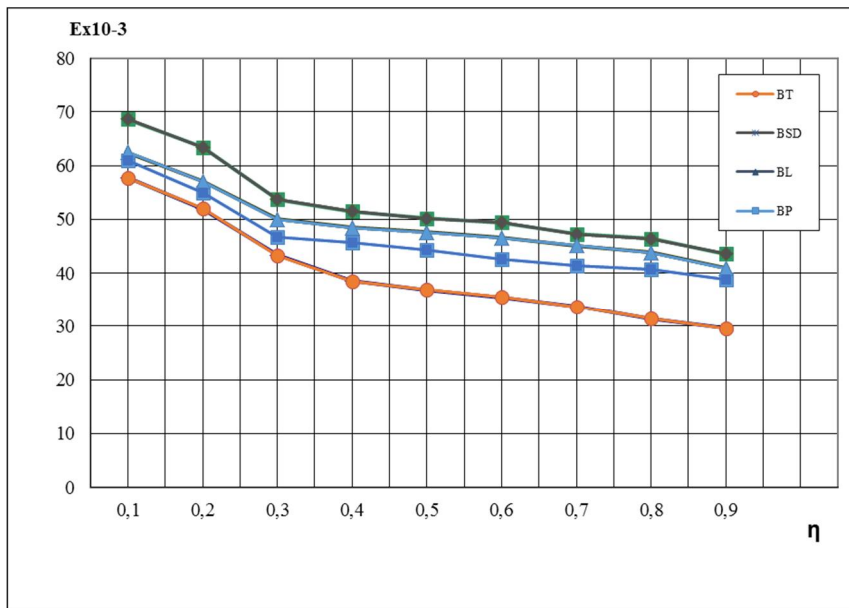


Figure IV.36 : Module de déformabilité E du béton en fonction des contraintes relatives η pour les séries de prismes BT, BSD, BL et BP

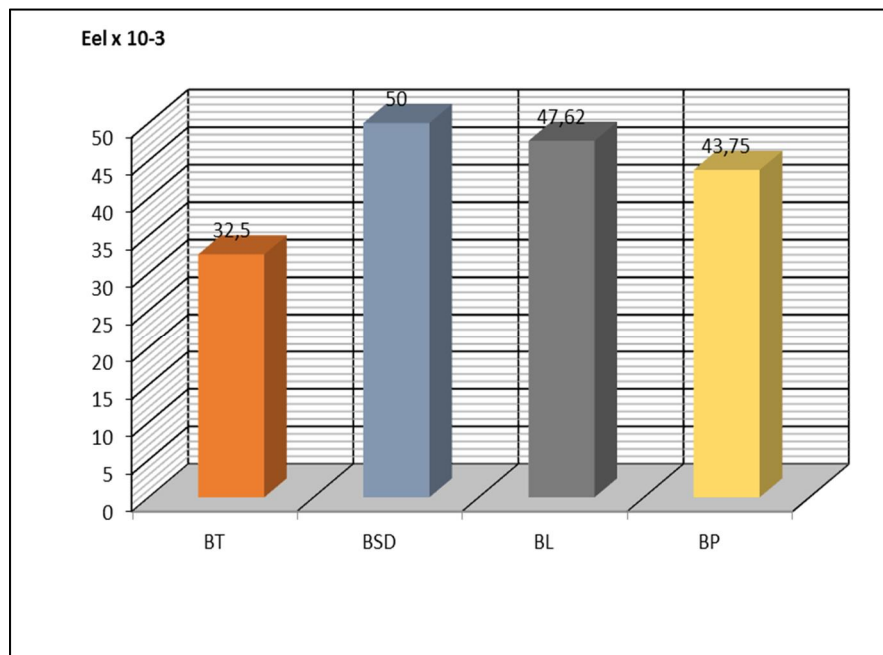


Figure IV.37 : Module d'élasticité des bétons BT, BSD, BL et BP

IV.2.3.4.1. Interprétation et discussion

D'après les figures IV.32 et IV.33 on observe que les déformations élasto-instantanées longitudinales croissent en fonction des contraintes relatives. La relation entre la valeur relative de la contrainte et les déformations élasto-instantanées longitudinales des bétons revêt un caractère rectiligne ce qui indique un comportement élastique linéaire.

Les déformations longitudinales des bétons BSD et BL montrent des tendances similaires est élevées que BT et BP respectivement.

Les résultats obtenus des déformations élasto-instantanées totales transversales en fonction des contraintes relatives pour les différents bétons, sont récapitulés sur la figure IV.34.

D'après la figure IV.34 on constate que l'évolution de la déformation élasto-instantanée totale transversale prend une forme linéaire dans l'intervalle η entre [0.1, 0.3] ce qui indique un comportement élastique linéaire et dans l'intervalle η entre [0.3, 0.9] cette évolution ayant un comportement non linéaire (courbure).

Et d'après la figure IV.36 on constate que Le module de déformation diminue avec l'augmentation de la contrainte relative, le module de déformabilité du béton BSD es supérieur à celui des bétons BL, BP et BT respectivement.

Et d'après la figure IV.37 on constate que Le module d'élasticité augmente lorsque la résistance à la compression augmente, le module d'élasticité du béton BSD es supérieur à celui des bétons BL, BP et BT respectivement.

IV.3. Conclusion :

L'analyse des résultats obtenus permet de tirer les conclusions suivantes :

La première partie avait un objectif principal qui était l'étude de l'influence des paramètres technologiques cas par cas sur le comportement d'un béton à base des matériaux locaux de la région de Biskra sur sa résistance à la compression et l'ouvrabilité.

- ✓ La résistance à la compression augmente, en fonction l'augmentation du dosage en ciment pour les deux classe de ciment, par exemple :
 - La résistance à la compression augmente à 28 jours de 15% en passant de C=300 à 350kg /m³ pour un béton préparé avec E/C=0.5, G/S=1.92 et le ciment de CPJ-32.5
- ✓ La résistance à la compression augmente que le rapport E/C diminue, et la meilleur résistance est obtenue avec un E/C=0.5 quel que soit la classe de ciment, par exemple :
 - La résistance à la compression augmente à 7 jours de 16% en passant de E/C=0.6 à 0.5 et à 14 jours de 19% et 14 jours de 19% et 28 jours de 10% pour un béton préparé avec C=350, G/S=1.64 et le ciment de CPJ-32.5.
- ✓ L'ouvrabilité augmente en fonction de l'augmentation du dosage en ciment et le rapport E/C, par exemple :
 - L'ouvrabilité augmente de 56% en passant de C=300 à 350kg /m³ et de 55% en passant de C= 350 à 400 pour un béton préparé avec E/C=0.5, G/S=1.64 et le ciment de CPJ-42.5.
- ✓ La résistance à la compression augmente, en fonction du rapport gravier/sable (G/S), et la meilleur résistance est obtenue avec G/S=1.64, Par exemple :
 - La résistance à la compression augmente à 28 jours de 13% en passant de G/S=1.05 à 1.2 et de 9% de G/S=1.2 à 1.64 pour un béton préparé avec C=350, E/C=0.6 et le ciment de CPJ-42.5.
- ✓ La résistance à la flexion diminue, en fonction du rapport G/S, Par exemple :
 - La résistance à la flexion diminue de 25% en passant de G/S=1.05 à 1.2 et de 9.6% de G/S=1.2 à 1.64 pour un béton préparé avec C=350, E/C=0.6 et le ciment de CPJ-42.5.

- ✓ La compacité augmente en fonction de l'augmentation du rapport G/S ; et le meilleur résultat obtenue est 0.96 pour un G/S=1.64.
- ✓ L'ouvrabilité diminue en fonction de l'augmentation du rapport G/S, Par exemple :
 - L'ouvrabilité diminue de 2.7% en passant de G/S=1.05 à 1.2 et de 2.7% de G/S=1.2 à 1.64 pour un béton préparé avec C=350, E/C=0.6 et le ciment de CPJ-42.5.
- ✓ La propreté des granulats influés sur la résistance des bétons, une meilleure résistance à la compression est obtenue avec granulats propre, par contre avec granulats non propre, Par exemple :
 - La résistance à la compression augmente de 9% en passant granulats non lave à granulats lavé pour un béton préparé avec C=350, E/C=0.5, G/S=1.92 et le ciment de CPJ-42.5.
- ✓ Les bétons avec des granulats lavés donnent une ouvrabilité moins bonne que les bétons avec des granulats non lavé.
- ✓ La granulométrie infule sur la qualité de béton :
 - Le béton avec deux fractions de $D_{\max}=15\text{mm}$ (3/8 ,8/15) offre une bonne résistance à la compression que le béton avec deux fractions de $D_{\max}=25\text{mm}$ (8/15 ,16/25) et trois fractions de $D_{\max}=25\text{mm}$ (3/8,8/15,16/25);
 - Le béton avec trois fractions (3/8,8/16,16/25) offre une bonne ouvrabilité que le béton avec des autres fractions (3/8 ,7/16) et (8/16 ,16/25).
- ✓ La résistance à la compression des bétons avec adjuvant fluidifiant est supérieure aux bétons sans adjuvant, la résistance à la compression du béton avec adjuvant fluidifiant augmente de 8% que le béton sans adjuvant pour un béton préparé avec C=350, E/C=0.5, et le ciment de CPJ-42.5.
- ✓ L'ouvrabilité des bétons avec adjuvant fluidifiant est plus élevée aux bétons sans adjuvant ; par exemple :
 - L'ouvrabilité des bétons avec adjuvant fluidifiant augmente de 56% que le béton sans adjuvant pour un béton préparé avec C=350, E/C=0.5, et le ciment de CPJ-42.5.

La deuxième partie avait un objectif principal qui était l'étude de l'influence d'un ensemble des paramètres technologiques sur le comportement d'un béton à base des matériaux locaux de la région de Biskra sur sa résistance à la compression ; l'ouvrabilité et la compacité.

- ✓ Une modélisation (un modèle mathématique exprime la relation entre les différents paramètres technologiques du béton d'une part et les résultats obtenus après les tests). Des relations théoriques entre les paramètres technologiques du béton et les résistances à 3jours, 7jours ,28 jours et 90 jours, l'ouvrabilité et la compacité.

La troisième partie avait un objectif principal qui était l'étude de l'influence de l'incorporation des additions minérales sur le comportement d'un béton , Les résultats obtenus dans cette partie nous permettent de tirer les conclusions suivantes :

- ✓ Amélioration de résistance à long terme.
- ✓ L'incorporation des additions minérales dans la fabrication des bétons est très intéressante sur le plan économique, car ils ont un faible cout en énergétiques.
- ✓ L'utilisation des additions minérales dans la fabrication des bétons est très intéressante sur le plan écologique, car ils ont des déchets et des produits naturels.
- ✓ L'incorporation de 10% des additions minérales dans les bétons conduit à augmenter les performances mécanique et surtout pour le sable de dune. Ce matériau très abondant au sud algérien.

Conclusions Générales

CONCLUSION GENERALE

L'objet principal fixé en introduction porte sur l'évaluation expérimentale des effets des paramètres technologiques sur les caractéristiques physico-mécaniques et rhéologiques des bétons, en fonction de la composition des mélanges à base de matériaux locaux et de la technique de conservation au jeune âge.

Pour atteindre cet objectif, l'étude est composée en deux parties :

La première partie concernant la recherche bibliographique qui nous a permis de fournir le contexte scientifique et technique pour notre travail.

Cette partie est composée de deux chapitres I et II.

La deuxième partie concernant l'étude expérimentale, elle est divisée en deux chapitres.

Le chapitre III a fait le point sur les caractéristiques des matériaux utilisés.

Le chapitre IV est consacré à une présentation des résultats qui permet d'avoir des informations réelles sur la résistance à la compression et l'ouvrabilité du béton. Les résultats obtenus dans ce chapitre nous ont permis de tirer la conclusion suivante :

L'analyse des résultats obtenus permet de tirer les conclusions suivantes :

- ✓ La résistance à la compression augmente, en fonction de l'augmentation du dosage en ciment pour les deux classes de ciment.
- ✓ La résistance à la compression augmente que le rapport E/C diminue, et la meilleure résistance est obtenue avec un E/C=0.5 quel que soit la classe de ciment.
- ✓ L'ouvrabilité augmente en fonction de l'augmentation du dosage en ciment et le rapport E/C.
- ✓ La résistance à la compression augmente, en fonction du rapport gravier/sable (G/S), et la meilleure résistance est obtenue avec G/S=1.64.
- ✓ La résistance à la flexion diminue, en fonction du rapport G/S.
- ✓ La compacité augmente en fonction de l'augmentation du rapport G/S ; et le meilleur résultat obtenu est 0.96 pour un G/S=1.64 ;
- ✓ L'ouvrabilité diminue en fonction de l'augmentation du rapport G/S.
- ✓ La propreté des granulats influés sur la résistance des bétons, une meilleure résistance à la compression est obtenue avec des granulats propres, par contre avec des granulats non propres.
- ✓ Les bétons avec des granulats lavés donnent une ouvrabilité moins bonne que les bétons avec des granulats non lavés ;

- ✓ La granulométrie influe sur la qualité de béton :
 - Le béton avec deux fractions de $D_{max}=15\text{mm}$ (3/8 ,8/15) offre une bonne résistance à la compression que le béton avec deux fractions de $D_{max}=25\text{mm}$ (8/15 ,16/25) et trois fractions de $D_{max}=25\text{mm}$ (3/8,8/15,16/25);
 - Le béton avec trois fractions (3/8,8/15,16/25) offre une bonne ouvrabilité que le béton avec des autres fractions (3/8 ,8/15) et (8/16 ,16/25).
- ✓ La résistance à la compression des bétons avec adjuvant fluidifiant est supérieure aux bétons sans adjuvant,
- ✓ La résistance à la compression du béton avec adjuvant fluidifiant augmente de 8% que le béton sans adjuvant.
- ✓ L'ouvrabilité des bétons avec adjuvant fluidifiant est plus élevée aux bétons sans adjuvant.
- ✓ Une tentative de modélisation (un modèle mathématique exprime la relation entre les différents paramètres technologiques du béton d'une part et les résultats obtenus après les tests). Des relations théoriques entre les paramètres technologiques du béton et les résistances à 3jours, 7jours ,28 jours et 90 jours.
- ✓ Amélioration de résistance à long terme.
- ✓ L'utilisation des additions minérales dans la fabrication des bétons est très intéressante sur le plan économique, car ils ont un faible cout en énergétiques.
- ✓ L'utilisation des additions minérales dans la fabrication des bétons est très intéressante sur le plan écologique, car ils ont des déchets et des produits naturels.
- ✓ L'incorporation de 10% des additions minérales dans les bétons conduit à augmenter les performances mécanique et surtout pour le sable de dune. Ce matériau très abondant au sud algérien.

Au terme de cette thèse, nous suggérerons les voies qui nous semblent possibles, pour le développement futur :

Étude d'autres paramètres d'influence

L'utilisation de microscope électronique à balayage pour permettant de confirmer et d'aboutir à des interprétations plus minutieuses.

Vérification de modèle par l'expérimentation

Références bibliographiques

Références bibliographiques

- [1] **Neville, A.M.** «Propriétés des bétons». Eyrolles, Edition, Sherbrooke-Laval: Centre de recherche interuniversitaire sur le béton, 2000.
- [2] **VIMANE PHOUMMAVONG, M.** Cours en béton armé-Essais de laboratoire, p.1-146.
- [3] **Choukayri, K. et Doru, J.** Connaissance des différents matériaux de construction. Edition office de la formation professionnelle, 2005, p.90.
- [4] **Lucien, P.** La fabrication du ciment. Edition Eyrolles Paris.1993, p.213.
- [5] **Nicolas BUR.** «Etude des caractéristiques physico-chimiques de nouveaux béton écorespectueux pour leur résistance à l'environnement dans le cadre du développement durable». Thèse de doctorat, Ecole doctorale Mathématiques, Sciences de l'information et de l'ingénieur, INSA, 2012;
- [6] **Morin D.** Sur les bétons légers et leur comportement mécanique sous les sollicitations biaxiales, mémoire de thèse, université Paul Sabatier de Toulouse. 1976 .
- [7] **Dupin, R ; Lanchon. R ; Saint-Arroman J, C.** Granulats, Sols, Ciments et Bétons. Edition Casteilla. Paris. 1995, p.235.
- [8] **Rouessac, F ; Rouessac, A.** Analyse chimique : Méthodes et techniques instrumentales modernes, 3ème Edition. Edition Dunod. Paris, 1997, p. 462.
- [9] **Garcia Boivin, S.** Retrait au jeune âge du béton : Développement d'une méthode expérimentale et contribution à l'analyse physique du retrait endogène. Thèse de doctorat de l'ENPC. Marne-la-Vallée, France. 1999.
- [10] **Dreux, G., J. Festa.** Nouveau guide du béton et de ses constituants, 8ème édition, Edition Eyrolles. Paris. 1998.
- [11] **Cognon Lacombe.** Génie civil .Edition école centrale Paris. Paris. 1997, p.250.
- [12] **François de Larrard .** Construire en béton : l'essentiel sur les matériaux. Edition Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées. Paris.2002 ,p.197.
- [13] **Chanviliard G et Laplante P.** Les bétons bases et données pour leur formulation, 2^{ème} tirage .Edition eyrolles.Paris .1997 p224-225.
- [14] **Baron J. et Ollivier J.P.** Les Bétons : bases et données pour leur formulation. Tome 2. Edition Eyrolles.Paris.1997.
- [15] **Cherait Y. et nafa Z.E.** Elément de matériaux de construction et essais.Edition D P Université de Guelma. 2007.
- [16] **AÏTCIN P.C.,** «Bétons, Hautes Performances ». Édition EYROLLS, Paris, 2001.
- [17] **Chanvillard, G.** Le matériau béton: connaissances générales. Lyon : Aléas Editeur.
- [18] **Malhotra, V. M., & Mehta, P. K.** Pozzolanic and cementitious materials, Amsterdam :Overseas Publishers Association. , 1996.
- [19] **Bessa, A.** (2004) Etude de la contribution des additions minérales aux propriétés physiques mécaniques et de durabilité des mortiers, Thèse de Doctorat de l'université de Cergy Pontoise.
- [20] **Bessa, A., Bigas J.P. et Gallias J.L.** (2004) Evaluation de la contribution liante des additions minérales à la porosité, à la résistance en compression et à la durabilité des mortiers, Université de Cergy-Pontoise, 5, Mail Gay-Lussac Neuville-sur-Oise, 95031 Cergy-Pontoise cedex. XXII ème Rencontres Universitaires de Génie Civil - VILLE & GENIE CIVIL. 1-8.
- [21] **BOUDCHICHA, A.** Utilisation des additions minérales et des adjuvants fluidifiants pour l'amélioration des propriétés rhéologiques et mécaniques des bétons, 2007, Thèse de doctorat, Université Mentouri Constantine.

- [22] **Cyr, M.** (1999) Contribution à la caractérisation des fines minérales et à la compréhension de leur rôle joué dans le comportement rhéologiques des matrices, Thèse de Doctorat de l'INSA de Toulouse, 1999.
- [23] **Felekoglu B., Tosun K., Baradan B., Altun A. and Uyulgan B.** (2006) The effect of fly ash and limestone fillers on the viscosity and compressive strength of self-compacting repair mortars. *Cement and Concrete Research*, vol.36 (9), p.1719-1726.
- [24] **Bessa, A.** (2003) Evaluation de la contribution des additions minérales à l'activité liante du ciment dans les mortiers, Dans XXI ème Rencontres Universitaires de Génie Civil, Prix «Rene Houpert », Université La Rochelle, 39-48.
- [25] **AMOURI, C.** Contribution à l'étude de l'influence des différents ajouts sur les propriétés des matrices cimentaires (Caractérisation, Performances, Durabilité), 2009, Thèse de doctorat, Université Mentouri Constantine.
- [26] **Alexandre, J., & Sebileau, J.-L.** Le laitier de haut fourneau, Paris : C.T.P.L. 1988.
- [27] **Arroudj, K. et Oudjit M.N.** (2002) Influence du sable de dune finement broyé sur l'hydratation des ciments, 2ème Colloque Maghrébin en génie civil, Biskra, Algérie les 10 et 11 Décembre, 119- 127.
- [28] **Arroudj, K., Oudjit M.N., Lanez M. et Carayon M.T.,** (2004 b) Mise en évidence par diffractométrie aux rayons X des C-S-H de seconde génération, 1ère séminaire sur les technologies du béton, le béton, perfection et incertitudes, 18-19 Septembre - Hôtel Hilton Alger, 1-8.
- [29] **Arroudj, K., Oudjit M.N., Lanez M. et Carayon M.T.,** (2004 b) Mise en évidence par diffractométrie aux rayons X des C-S-H de seconde génération, 1ère séminaire sur les technologies du béton, le béton, perfection et incertitudes, 18-19 Septembre - Hôtel Hilton Alger, 1-8.
- [30] **Guettala S.** (2012) Contribution à l'étude de l'influence de l'ajout du sable de dune finement broyé au ciment, sur les performances physico-mécaniques, la déformabilité & la durabilité du béton. Thèse de Doctorat d'Université de Biskra.
- [31] **BARKAT, M.** Effets des additions minérales et adjuvants fluidifiants sur le comportement rhéologique des mortiers et bétons frais et durcis à base de sables des carrières, Thèse de Magister, 2012, Université Mohamed Khider de Biskra.
- [32] **VIMANE PHOUMMAVONG, M.** Cours en béton armé-Essais de laboratoire, page. 1 à 146.
- [33] **DE LARRARD, F.** Structures granulaires et formulation des bétons. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, 2000, p.30 -208.
- [34] **ACHOUR, T.** Étude de l'influence de la nature des granulats sur les propriétés des bétons hydrauliques: cas des granulats calcaires tunisiens, 2007, Thèse de doctorat. Nancy 1.
- [35] **FERRERES, D. B.** Étude à long terme et à la fatigue des systèmes d'ancrage de pièces métalliques dans le béton. 2010, Thèse de doctorat, Universitat Politècnica de Catalunya. Escola Tècnica Superior d'Enginyers de Camins, Canals i Ports de Barcelona. Departament d'Enginyeria de la Construcció, 2010 (Enginyeria de Camins, Canals i Ports).
- [36] **COLLECTION TECHNIQUE CIMBETON.** Les bétons : Durabilité des ouvrages en béton. Tome 1. Centre d'information sur le ciment et ses applications (France). CIMbéton, 2005, p.7-30.
- [37] **GABRYSIAK F.,** Cours (chapitre 4). «Matériaux - Les bétons».
- [38] **Ferhat, A. et Goul, M.S. et Goul, I.** L'exploitation des roches pouzzolanique dans le développement de béton légers : formulation et caractérisation physico-mécanique des matériaux élaborent. Colloque Cmedimat 2005, 06 et 07 décembre 2005. Laboratoire de génie civil, Université de M Mohamed Boudiaf, Oran
- [39] **Peter, D. et Johon, I.** Construction Materials : Their Nature and Behaviour. Edition

description: new edition. 2011, p567.

- [40] **GAGNÉ, R.**, GCI 714 , «Durabilité et réparations du béton». Université de Sherbrooke, Département de génie civil, Québec, 2000, p 338.
- [41] **HEARN, N. et LOK, G.**, «Measurement of permeability under uniaxial compression - a testmethod». ACI Materials Journal, vol.95, p. 691 - 694 , 1998.
- [42] **ALI A., AMINE A.M., SHARARA A.M. and EL-DIDAMONY H.**, « The behaviour of different cement pastes in various sulphate solut ions ». Indian Journal of Engineering & Materials Sciences, vol.1, 1994, pp. 169-172.
- [43] **BAROGHEL-BOUNY V.**, «Caractérisation des pâtes de ciment et des bétons; méthodes, analyse, interprétations». Edition du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, 1994, p 468.
- [44] **STOCK A.F, D.J. Hannantt and R.I.T. Williams.** The effects of aggregate concentration upon the strength and modulus of elasticity of concrete, Magazine of Concrete Research 3(109), 1979, pp. 225-234.
- [45] **Cordon W.A et H.A. Gillespie** Variables in concrete aggregates and Portland cement paste which influence the strength of concrete. Journal of the American Concrete Institute, No. 60-51, 1963, pp. 1029-1052.
- [46] **WESTERHOLM, M., GRAM, H. E., & LAGERBLAD, B.** Crushed rock as sand in concrete: The Swedish experience. In : 16th Annual ICAR Symposium. Austin, USA. May 12-14, 2008.
- [47] **ELBAHI BOUBAKEUR SEDDIK.** Influence des paramètres de formulation et des conditions de mise en œuvre et de conservation sur la perméabilité à l'eau d'un béton, Thèse de Magister, 2004, Université Mohamed Boudiaf De M'sila.
- [48] **Bogue, R.H.** (1955) Chemistry of Portland cement, New York, Reinhold, 790.
- Buil, M. (1990) Comportement physico-chimique du système ciment-fumées de silice, Annales de l'ITBTP, Paris, 483, 19-29.
- [49] **Gambhir, M, L.** Concrete technology, 3ème edition. Edition Tata Mcgraw -Hill Education. New Delhi, India. 2004, p 265.
- [50] **John, N.; Choo, B, S.** Advanced concrete technology: Concrete properties. Edition Butterworth - Heinemann an imprint of Elsevier. London.2003. 352 pages
- [51] **Mezghiche, B.** «Résistance et déformabilité des béton basiques». Actes du premier séminaire national en génie civil, p 86-93, 1996.
- [52] **David, G.** Durabilité des assemblages colles du génie civil : effets du vieillissement hygrothermique aux échelles micro- et macroscopiques. 262 pages. Thèse : Chimie, option Matériaux : université blaise pascal, 2006, p 262.
- [53] **GUETARI, Z.** L'effet de la dégradation chimique sur le comportement mécanique des bétons, Thèse de Magister, 2013, Université Hadji Mokhtar , Annaba.
- [54] **Gagné and Aïtcin, P.C.** Superplasticizers for durable concrète, Comptes rendus de la conférence internationale sur la durabilité du béton, Monterrey, Octobre, Mexique, 1993, pp. 200-217.
- [55] **Yurugi, M., N.Sakata, M.I and Sakai, G.** Mix Proportion for Highly Workable Concrete, Proceedings of the international Conference Concrete,Dundee,7-9September1993, pp.579-589.
- [56] **Mezghiche, B.** Les essais de laboratoire des matériaux de construction. Algérie : Publication Universitaire Biskra , 2005 .
- [57] **Guettala, S. & Mezghiche,B.** Compressive Strength and Hydration with Age of Cement Pastes Containing Dune Sand Powder, Construction and Building Materials -lsevier vol. 25, NO. 3,

2011, p. 1263-1269.

- [58] **BUIL M.**, Comportement physico-chimique du système ciment- fumée s de silice. Annales de l'ITBTP, Paris 1990 , 483, 19 -29.
- [59] **Cheng-Yi huang. and Feldman R.F.** Hydration reactions in Portland cement silica fume blends, Cement and Concrete Research, vol.15 (4), 1985, p.585-592.
- [60] **De Larrard F.** Formulation et propriétés des bétons à très hauts performances, Rapport de Recherche L.P.C n°149. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, France. 1988
- [61] **POLAT, R., DEMIRBOĞA, R., KARAKOÇ, M. B., & TÜRKMEN, İ.** The influence of lightweight aggregate on the physico-mechanical properties of concrete exposed to freeze–thaw cycles. Cold Regions Science and Technology, 2010, vol. 60, no 1, p. 51-56.
- [62] Guide pour le choix des constituants des bétons lourds, institut des recherches scientifiques des bétons et bétons armés. – 101p. Moscou 1979.
- [63] **HERMANN K.**, «*Les ajouts: Les fumées de silice*», Bruxelles, n°7/Juillet 1995.
- [64] **DE LARRARD F.**, Structures granulaires et formulation des bétons, traduit de l'anglais par LECOMTE A., Etudes et recherches des laboratoires des ponts et chaussées, Paris, 2000, 414 p.
- [65] **ALI A., AMINE A.M., SHARARA A.M. and EL-DIDAMONY H.**, « *The behaviour of different cement pastes in various sulphate solutions* ». Indian Journal of Engineering & Materials Sciences, vol.1, pp. 169-172, 1994.
- [66] **COSTA U. and MASSAZA F.**, «*From materials science to construction materials engineering*», Proc. 1st Int. Rilem congress, vol. 1 (Versailles, 1987), 159.
- [67] **MEHTA P.K.**, «*Sulfate resistance of blended cements*». Concrete workshop, Sydney 1988
- [68] **MANI K.**, «*Etude de l'effet d'ajout chimiques et minéraux sur la maniabilité, la stabilité et les performances des bétons autonivelant*», Mémoire de maîtrise sciences appliquées, sherbrooke, Canada, 1995.
- [69] **WALKER S., BLOEM D.L.**, Effect of Aggregate Size on Properties of Concrete, Journal of the American Concrete Institute, Vol. 32, N° 3, Septembre 1960, pp. 283-298.

Normes consultes :

- NF-P 15-301** : Liants hydrauliques, ciments courants, Juin 1994.
- NF-P18-302** : Granulats - Laitier cristallisé de haut-fourneau, Décembre 1991.
- NF-P18-306** : Bétons de construction - Laitier granulé, Septembre 1965.
- NF-P 18-307** : Bétons - Laitier expansé, Septembre 1965.
- NF-P 18-309** : Granulats - Granulats d'argile ou de schiste expansés fabriqués en four rotatif destinés à la confection de bétons, Décembre 1982.
- NF-P 18-358** : Adjuvants pour bétons, mortiers et coulis - Coulis courants d'injection pour précontrainte - Mesure de la fluidité et de la réduction d'eau, Juillet 1985
- NF-P 18-359** : Adjuvants pour bétons, mortiers et coulis - Coulis courants d'injection pour précontrainte - Mesure de l'exsudation (stabilité), Juillet 1985.
- NF-P 18-362** : Adjuvants pour bétons, mortiers et coulis - Coulis courants d'injection pour précontrainte - Détermination des temps de début et de fin de prise, Juillet 1985.
- NF-P18-404** : Bétons- Essais d'étude, de convenance et de contrôle confection et conservation des éprouvettes, Décembre 1981.
- NF-P18-405** : Bétons- Essais d'information confection et conservation des éprouvettes, Décembre

1981.

NF-P18-406 : Bétons- Essais de compression, Décembre 1981.

NF-P18-407 : Bétons- Résistance à la traction par flexion, Décembre 1981.

NF-P18-408 : Bétons- Essais de fendage, Décembre 1981.

NF-P18-451 : Bétons-Essai d'affaissement, Décembre 1981.

NF-P18-452 : Bétons - Mesure du temps d'écoulement des bétons et des mortiers aux maniabilimètres, Mai 1988.

NF-P 18-506 : Additions pour béton hydraulique - Laitier vitrifié moulu de haut fourneau, Mars 1992.

NF-P18-553 : Granulats- Préparation d'un échantillon pour essai, Septembre 1990.

NF-P18-554 : Granulats- Mesure des Masses Volumiques, de la porosité, du coefficient d'absorption et de la teneur en eau des gravillons et cailloux, Décembre 1990.

NF-P18-555 : Granulats- Mesure des Masses Volumiques, coefficient d'absorption et de la teneur en eau de sables, Décembre 1990.

NF-P18-560 : Granulats- Analyse granulométrique par tamisage, Septembre 1990.

NF-P18-573 : Granulats- Essai Los-Angeles, Décembre 1990.

NF-P18-597 : Granulats- Détermination de la propreté des sables : équivalent de sable à 10 % de fines, Décembre 1990.

NF-P18-598 : Granulats- Équivalent de sable, Octobre 1991.

NF-EN 932-1 : Essais pour déterminer les propriétés générales des granulats Partie 1 : Méthodes d'échantillonnage, Décembre 1996.

NF-EN 932-2 : Essais pour déterminer les propriétés générales des granulats Partie 2 : Méthodes de réduction d'un échantillon de laboratoire, Août 1999.

NF-EN 933-8 : Essais pour déterminer les caractéristiques géométriques des granulats Partie 8 : Évaluation des fines - Équivalent de sable, Août 1999.

NF-EN 933-11 : Essais pour déterminer les caractéristiques géométriques des granulats - Partie 11 : essai de classification des constituants de gravillons recyclés, Juillet 2009.

NF-EN 934-2 : Adjuvants pour béton, mortier et coulis Partie 2 : Adjuvants pour béton- Définitions, exigences, conformité, marquage et étiquetage, Septembre 2002.

NF-EN 196-3 : Méthodes d'essais des ciments - Partie 3 : Détermination du temps de prise et de la stabilité, Avril 2006.

NF-EN 196-6 : Méthodes d'essais des ciments : Détermination de la finesse, Août 1990.

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

NF-EN 1097-1 : Essais pour déterminer les caractéristiques mécaniques et physiques des granulats - Partie 1 : détermination de la résistance à l'usure (micro-Deval), Août 2011.

NF-EN 1097-8 : Essais pour déterminer les caractéristiques mécaniques et physiques des granulats - Partie 8 : détermination du coefficient de polissage accéléré, Décembre 2009.

NF-EN 1367-1 : Essais de détermination des propriétés thermiques et de l'altérabilité des granulats - Partie 1 : détermination de la résistance au gel-dégel, Août 2007.

NF-EN 1744-6 : Essais pour déterminer les propriétés chimiques des granulats - Partie 6 : détermination de l'influence d'un extrait de granulats recyclés sur le temps de prise initial du ciment, Janvier 2007.

NF-EN 12350-5 : Essais pour béton frais - Partie 5 : essai d'étalement à la table à choc, Juin 2009.

NF-EN 12390-1 : Essai pour béton durci-Forme, dimensions et autres exigences relatives aux éprouvettes et aux moules, Octobre 2001.

NF-EN 12390-2 : Essai pour béton durci-Confection et conservation des éprouvettes pour essais de résistance, Octobre 2001.

NF-EN 12390-3 : Essai pour béton durci-Résistance à la compression des éprouvettes, Février 2003.

NF-EN 12390-5 : Essai pour béton durci-Résistance à la flexion sur éprouvettes, Octobre 2001.

NF-EN 12390-6 : Essai pour béton durci-Résistance en traction par fendage d'éprouvettes, Octobre 2001.

XP-P 18-540 : Granulats Définitions , conformité, spécifications, Octobre 1997.

XP-P 18-581 : Granulats - Dosage rapide des sulfates solubles dans l'eau - Méthode par spectrophotométrie, Octobre 1997.

XP-P 18-594 : Granulats - Méthodes d'essai de réactivité aux alcalis, Février 2004.

Annexe

A.1 PROCEDURE DE CALCUL DES CRACTERISTIQUES DU CIMENT :

Les caractéristiques du ciment ont été mesurées au sein du laboratoire de la cimenterie de-Ain El kebira.

$$\text{MAF : Module Alumino ferrique} = \frac{\text{Al}_2\text{O}_3}{\text{Fe}_2\text{O}_3}$$

$$\text{MS : Module Silique} = \frac{\text{SiO}_2}{\text{Al}_2\text{O}_3 + \text{Fe}_2\text{O}_3}$$

$$\text{LSF : Facteur saturation en chaux} = \frac{\text{CaO}}{2.85 \text{ SiO}_2 + 1.18 \text{ Al}_2\text{O}_3 + 0.65 \text{ Fe}_2\text{O}_3}$$

A.2 CALCUL DE LA FINESSE DU CIMENT ET DES ADDITIONS MINERALES :

La surface spécifique d'un ciment "S" est déterminée par l'équation.

$$S = K_t K_d K_a \sqrt{T}$$

K_t : Constante de la température

K_a : Constante de l'appareil

K_d : Constante de densité

T : température mesurée en seconde

Les valeurs des constantes précédentes, sont données dans le tableau A.1

Tableau A.1 : Valeur des constantes de l'équation

	d_{Absolue}	K_a	K_d	K_t	t(c°)	Temps(s)	Finesse (g/cm ³)
Ciment CPA	2.85	0.255	26.1	68.9	20.5	61	3740
Laitier	2.954	0.255	24.2	69.2	18	166	4000
Pouzzolane	2.67	0.255	19.3	69.3	17	156	6000
Sable de dune	2.69	0.255	19.3	69.3	17	156	4000

A.3 CALCUL DE LA MASSE VOLUMIQUE ABSOLUE DU CIMENT ET ADDITIONS MINERALES:

La procédure de calcul des masses volumiques absolue est présentée ci-dessous.

A.3.1 Détermination du volume du pycnomètre (V_p):

- Peser pycnomètre vide (m_1), puis le remplir d'eau jusqu'au trait repère puis peser cet ensemble (m_2).
- Soit ρ_e la masse volumique de l'eau (Tableau A.2)

Tableau A.2 : Valeur de la masse volumique de l'eau (ρ_e)

t (C°)	14	16	18	20	22	24	26
ρ_e	0.9993	0.9990	0.9986	0.9982	0.9978	0.9973	0.9968

$$V_p = \frac{m_2 - m_1}{\rho_e} = \frac{99.72}{0.9993} = 99.79 \text{ cm}^3$$

A.3.2 Détermination de la masse volumique de l'essence :

- Remplir le pycnomètre à moitié d'essence jusqu'au trait repère puis peser cet ensemble (m_3).
- Peser précisément une masse de 25 g (m_4) de matière. Introduire cette masse dans le pycnomètre.
- Compléter le volume avec de l'essence jusqu'au trait repère (m_5)

$$\rho_t = \frac{m_3 - m_1}{V_p} = \frac{136.32 - 59.88}{99.79} = 0.766 \text{ g/cm}^3$$

A.3.3 Détermination de la masse volumique des matériaux:

- ❖ Ciment :
- CPJ 42.5

Le volume et la masse volumique du ciment :

- Volume du ciment :

$$V_c = \frac{m_t}{\rho_t} = \frac{6.27}{0.766} = 8.1967 \text{ cm}^3$$

La masse volumique absolue du ciment :

$$\rho_c = \frac{m_c}{V_c} = \frac{25}{8.1967} = 3.05 \text{ g/cm}^3$$

CPJ 32.5

Le volume et la masse volumique du ciment :

- Volume du ciment :

$$V_c = \frac{m_t}{\rho_t} = \frac{6.27}{0.766} = 8.772 \text{ cm}^3$$

La masse volumique absolue du ciment :

$$\rho_c = \frac{m_c}{V_c} = \frac{25}{8.772} = 2.85 \text{ g/cm}^3$$

- ❖ Laitier :

Le volume et la masse volumique du laitier :

- Volume du laitier :

$$V_l = \frac{m_t}{\rho_t} = \frac{6.4}{0.7562} = 8.463 \text{ cm}^3$$

- La masse volumique absolue du laitier :

$$\rho_l = \frac{m_l}{V_l} = \frac{25}{8.463} = 2.954 \text{ g/cm}^3$$

❖ Pouzzolane :

Le volume et la masse volumique de Pouzzolane :

- Volume de la pouzzolane :

$$V_p = \frac{m_t}{\rho_t} = \frac{6.5}{0.6942} = 9.363 \text{ cm}^3$$

- La masse volumique absolue de la pouzzolane :

$$\rho_p = \frac{m_p}{V_p} = \frac{25}{9.363} = 2.67 \text{ g/cm}^3$$

❖ Sable du dune :

Le volume et la masse volumique de Pouzzolane :

- Volume de la pouzzolane :

$$V_p = \frac{m_t}{\rho_t} = \frac{6.5}{0.6942} = 9.363 \text{ cm}^3$$

- La masse volumique absolue de la pouzzolane :

$$\rho_p = \frac{m_p}{V_p} = \frac{25}{9.293} = 2.69 \text{ g/cm}^3$$

A.4. Les Granulats

Analyse granulométrique des granulats:

❖ Sable

La granularité du sable est déterminée selon la norme **NF EN 933-1**, les résultats d'essais sont présentés dans le **tableau A.3**.

Tableau A.3 : Analyse granulométrique de sable.

Tamis (mm)	Refus partiel (g)	Refus cumulés		Tamisât (%)
		(g)	(%)	
5	0	0	0	100
3.15	7	7	0.7	99.3
2.5	70	77	7.7	92.3
1.25	61	138	13.8	86.2
0.63	82	220	22	78
0.315	244	464	46.4	53.6
0.16	273	737	73.7	26.3
0.08	222	959	95.9	4.1
Fond	4.1	1000	100	0

❖ **Gravier:**

Les trois fractions de graviers utilisés dans cette étude proviennent de Ain Touta (Batna) . Les résultats détaillés des analyses granulométriques sur une masse totale sèche de 2000g (3/8) , 4000g (8/16) et 5000g (16/25), sont présentés dans les tableaux A.4 , A.5 et A6.

Tableau A.4: Analyse granulométrique des pierres concassées du 3/8.

Tamis (mm)	Refus partiel (g)	Refus cumulés		Tamisât (%)
		(g)	(%)	
8	131	131	6.55	93.45
6.30	250	381	19.05	80.95
5	230	1211	60.55	39.45
3.15	475	1686	84.30	15.7
2.5	299	1985	99.25	0.75
1.25	15	2000	100	0
0.63	0	0	0	0
0.315	0	0	0	0
0.16	0	0	0	0
0.08	0	0	0	0
Fond	0	0	0	0

➤ Masse volumique apparente :

Les valeurs de la masse volumique absolue et apparente sont données dans les équations.

$$\rho_{app} = \frac{m_2 - m_1}{V} = \frac{1706 - 284}{1} = 1460 \text{ g/l}$$

$$\rho_{abs} = \frac{m}{V_2 - V_1} = \frac{500}{640 - 450} = 2.7 \text{ g/ml}$$

❖ Gravier (8/16) :

Tableau A.5 : Analyse granulométrique des pierres concassées du 8/15.

Tamis (mm)	Refus partiel (g)	Refus cumulés		Tamisât (%)
		(g)	(%)	
20	0	0	0	100
16	14	14	0.47	99.53
12.5	614	628	20.94	79.06
10	1288	1916	63.87	36.13
8	1125	3041	81.84	18.16
6.30	433	3474	96.27	3.73
5	77	3551	99.2	0.80
3.15	24	3575	100	0

❖ Gravier (16/25) :

Tableau A.6 : Analyse granulométrique des pierres concassées du 16/25.

Tamis (mm)	Refus partiel (g)	Refus cumulés		Tamisât (%)
		(g)	(%)	
31.5	0	0	0	100
25	76	76	1.52	98.48
20	1420	1496	29.92	70.08
16	2164	3660	75.25	24.72
12.5	1086	4746	97.0	3.0
10	130	4876	99.60	0.4
8.0	20	4896	100	0
6.30	0	0	0	0

➤ Masse volumique apparente :

Les valeurs de la masse volumique absolue et apparente :

$$\rho_{app} = \frac{m_2 - m_1}{V} = \frac{1733 - 284}{1} = 1449 \text{ g/l}$$

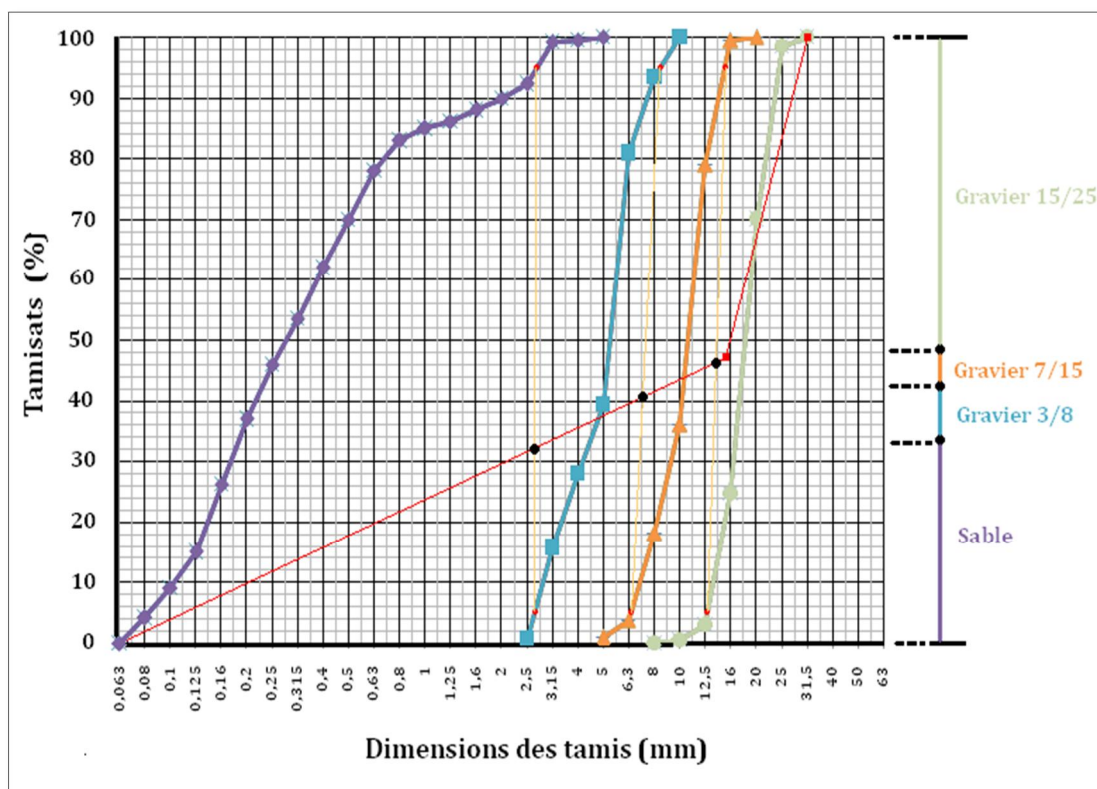
$$\rho_{abs} = \frac{m}{V_2 - V_1} = \frac{500}{638 - 450} = 2.659 \text{ g/ml}$$

✓ Courbe B.1:

➤ Sable : 34 %

➤ gravier :

- 3/8 : 8 %
- 8/16 : 12 %
- 16/25 : 46 %

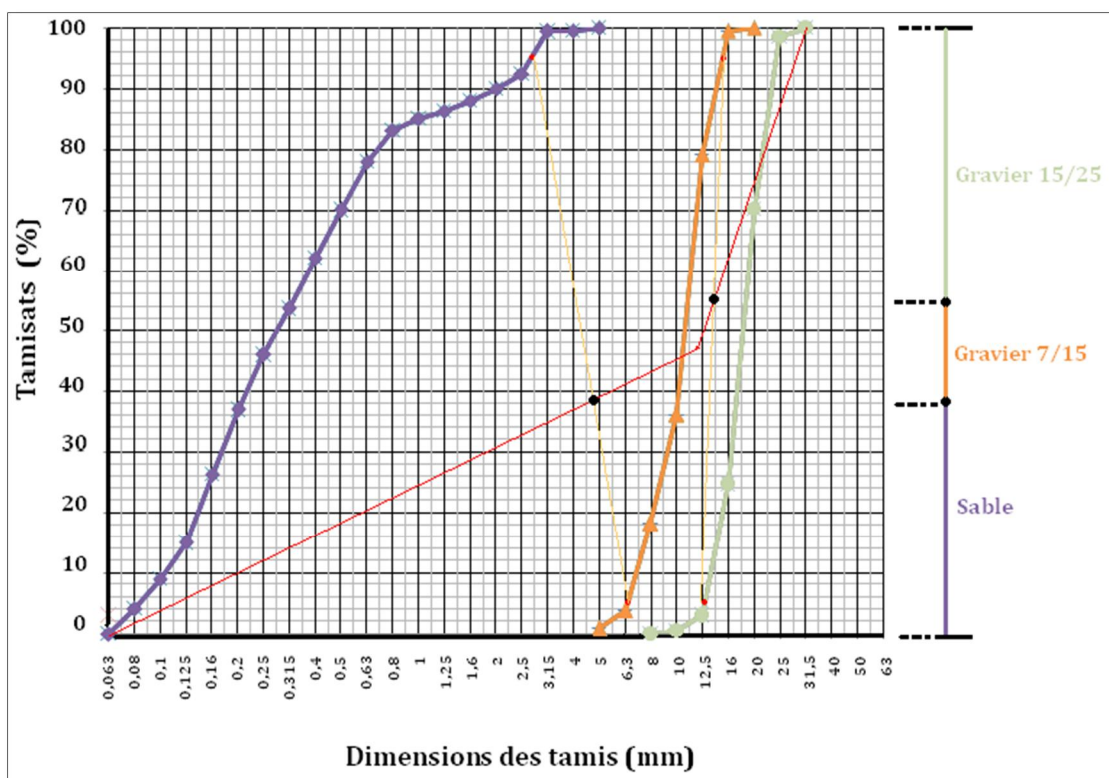


✓ Courbe B.2:

➤ Sable : 38 %

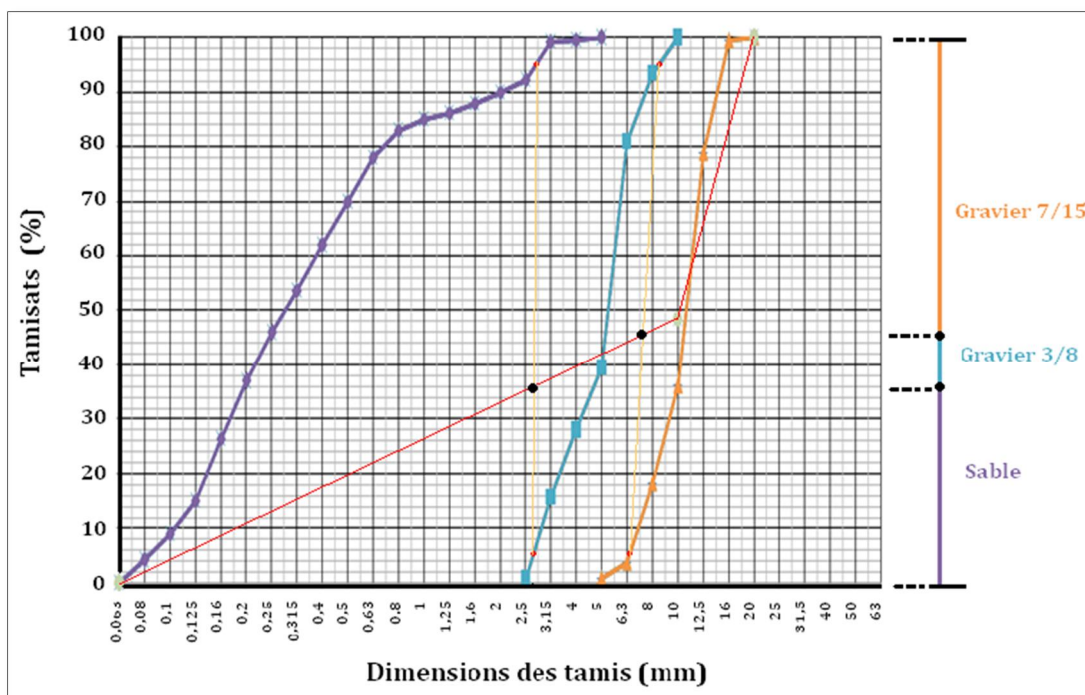
➤ gravier :

- 8/16 : 16 %
- 16/25 : 46 %



✓ **Courbe B.3:**

- Sable : 36 %
- gravier :
 - 3/8 : 10 %
 - 16/25 : 54 %



. La composition du béton :

La composition d'un béton consiste dans la détermination des diverses quantités de granulats (sable, gravier), de ciment et d'eau qu'il est nécessaire de mettre en présence pour obtenir un mètre cube de béton. De nombreuses méthodes existent pour composer un béton.

Dans le cadre de cette étude, on utilise deux méthodes de formulation de béton (la méthode B.Scramtaïv et Dreux - Gorisse).

- **Méthode Dreux- Gorisse :**

Méthode pratique élaborée sur la base d'une synthèse des méthodes existantes. A l'aide de tableaux et d'abaques la détermination des proportions du béton se fait de manière graphique.

- **Méthode des volumes absolus (Scramtaïv) :**

La méthode des volumes absolus est une méthode de pré formulation adaptée au béton. Elle permet la composition de mélanges dont le volume total est précisé en amont. Ses qualités lui confèrent un caractère à la fois précis et aléatoire, c'est la plus adaptée pour un travail de recherche.

Sachant qu'un mélange de béton est composé habituellement d'eau, ciment, sable et gravier.

Cette méthode inclut le volume de l'air emprisonné dans le mélange. Elle permet de varier chaque volume V_x de ces composants sans pour autant changer le volume total V_t .

$$V_{\text{ciment}} + V_{\text{eau}} + V_{\text{sable}} + V_{\text{gravier}} + V_{\text{vide}} = V_{\text{total}}$$

Si les composants sont exprimés en masse, la relation devient :

$$\frac{M_c}{\rho_c} + \frac{M_e}{\rho_e} + \frac{M_s}{\rho_s} + \frac{M_g}{\rho_g} + V_v = V_T$$

$\rho_c, \rho_e, \rho_s, \rho_g$: Masse volumique absolue.

1. Le rapport C/E :

$$\text{Si : } \frac{C}{E} \leq 2.5 \text{ Béton Plastique et T.P : } R_b = A_1 \cdot E_c \cdot \left(\frac{C}{E} - 0.5 \right) \Rightarrow \frac{C}{E} = \frac{R_b}{A_1 \cdot R_c} + 0.5$$

$$\text{Si : } \frac{C}{E} > 2.5 \text{ Béton Ferme et T.F : } R_b = A \cdot E_c \cdot \left(\frac{C}{E} + 0.5 \right) \Rightarrow \frac{C}{E} = \frac{R_b}{A_1 \cdot R_c} - 0.5$$

2. La dépense en eau:

Tableau A.7 : La quantité d'eau pour préparer 1 m³ de béton

La quantité d'eau (l/m^3) en fonction du diamètre du plus gros grain d'agrégat				Propriétés des bétons	
70	40	20	10	Maniabilité (sec)	Affaissement (cm)
115	120	130	145	150 - 200	0
120	125	135	150	90 - 120	0
125	130	145	160	60 - 80	0
130	135	150	165	30 - 50	0
140	145	160	175	15 - 30	0
145	155	170	185	-	1 - 2
160	165	180	195	-	3 - 4
165	170	185	200	-	5 - 6
170	175	190	205	-	7 - 8
175	185	200	215	-	9 - 10

3. La dépense en ciment : (kg /m³)

$$C = \frac{C}{E} \cdot E$$

4. La dépense en pierre concassée : (kg /m³)

$$PC = \frac{1000}{V_{vol.PC} \cdot \frac{\alpha}{\gamma_{vol.PC}} + \frac{1}{\rho_{PC}}}$$

5. La dépense en sable: (kg /m³)

$$S = [1000 - (\frac{C}{\rho_c} + \frac{E}{\rho_e} + \frac{PC}{\rho_{pc}})] \rho_s$$