

Université Mohamed Khider – Biskra
Faculté des Sciences et de la technologie
Département : De Génie Civil et d'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 LMD en Génie Civil

Spécialité: Modélisation numérique des géomatériaux

Intitulé

**Étude des propriétés physico-mécaniques et
rhéologiques des bétons à base des sables de
carrières: expérimentation et modélisation**

Présentée par :

MOHAMED LYES KAMEL KHOUADJIA

Directeur de thèse :

Docteur : **MEZGHICHE Bouzidi**

Soutenue publiquement le 29 Mai 2016

Devant le jury composé de :

Pr. MELLAS Mekki	Professeur	Président	Université de Biskra
Dr. MEZGHICHE Bouzidi	Maitre de Conférences 'A'	Rapporteur	Université de Biskra
Pr. GUETTALA Abdelhamid	Professeur	Examineur	Université de Biskra
Pr. CHEBILI Rachid	Professeur	Examineur	Université de Biskra
Pr. KRIKER Abdelouahed	Professeur	Examineur	Université d'Ouargla
Pr. BOUDCHICHA Abdelaziz	Professeur	Examineur	Université d'Oum el Bouaghi

Dédicaces

Je dédie ce travail à :

Mes parents et ma fiancée dont le soutien et les encouragements ont permis à ce travail de voir le jour,

Mon frère, mes sœurs et ma belle famille pour leur soutien, leur encouragement, leur affection et leur patience,

Tous mes amis.

REMERCIEMENTS

En premier lieu, je remercie le BON Dieu, clément et miséricordieux qui m'a permis de réaliser ce travail.

Ce travail de thèse a été réalisé au Laboratoire de Génie civil de l'Université Mohamed Kheider Biskra (UMKB), sous la direction scientifique du Dr. Bouzidi MEZGHICHE, maître de conférences, que je tiens à remercier sincèrement et chaleureusement pour son soutien, ses remarques pertinentes et l'apport de ses connaissances qui ont énormément enrichi ma formation, ainsi que pour la confiance et l'intérêt qu'il m'a accordés.

Je remercie chaleureusement le Prof. Mekki MELLAS de m'avoir fait l'honneur d'accepter d'être président du Jury.

De même, j'adresse des remerciements sincères aux Prof. Rachid CHEBILI, Prof. Abdelouahed KRIKER, Prof. Abdelaziz BOUDCHICHA, et au Prof. Abdelhamid GUETTALA, qui ont accepté de me donner de leur temps et de leur attention pour examiner ce travail.

Je remercie le Prof. Abdelhamid GUETTALA et le Prof. Mekki MELLAS ainsi que le Prof. Hacene HOUARI pour leur soutien tout le long de mon cursus universitaire.

Je remercie le Dr. Bachir TAALLAH pour son soutien et sa disponibilité qui m'ont beaucoup aidé.

Je tiens à remercier le Dr. Kamel ABDOU et le Dr. Hamaza BOULILA pour m'avoir permis d'intégrer le laboratoire de Génie Civil de Constantine 1 (UMC 1), ainsi que pour leur accueil et leur confiance.

Je remercie également le Dr. Salah BENSEBETI de m'avoir obtenus des vacances au sein de l'UMC 1, et qui m'ont permis d'enrichir et de partager mon savoir avec d'autres étudiants.

Mes remerciements les plus sincères à mon frère le Dr. Mostepha Redouane KHOUADJIA, qui m'a dirigé et orienté avec patience, a su guider mes choix et m'a fait profiter de ses connaissances.

Merci à toute l'équipe du laboratoire de Génie civil de L'UMKB et de l'UMC 1, thésards, personnel et toutes les personnes qui ont collaboré de près ou de loin à ce projet : Bachir Taallah, Khalil MEZGHICHE, Messoud TAMARAT, Ahmed Abed Raouf BELKADI, Mounssif DRISSI et Mohamed TABET, pour leurs disponibilités, leur enthousiasme, leur bonne humeur et pour le partage de leurs connaissances.

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

Résumé :

Pays en voie de développement, l'Algérie connaît une évolution dans le domaine du génie civil. Cette évolution a engendré une surexploitation des granulats, en particulier des sables.

Malgré les timides résolutions adoptées par les grandes entreprises multinationales pour tenter de limiter le pillage des sables alluvionnaires et d'utiliser les sables de carrière comme substituant, l'écosystème a déjà été déséquilibré. S'il n'est pas trop tard pour agir, une dynamique internationale valorisant les matériaux locaux, doit voir le jour.

Le but de ce travail est l'étude du comportement des bétons à l'état frais et durci à base de sable de carrière, qui dans la plupart des cas n'est pas exploité en raison du taux élevé de particules fines qu'il contient.

Toutefois, malgré les recherches dans le domaine, aucune règle générale ne peut être dégagée pour quantifier les effets des fines, vis-à-vis des performances des bétons, car les propriétés des sables concassés varient selon la source et la méthode d'extraction.

De ce fait, les expérimentations ont été réalisées sur cinq sables de carrière sans modification (état initial), et modifiés avec sable d'oued ou du sable de dune, et additions minérales (pouzzolane, laitier). Les résultats montrent la possibilité d'utiliser les sables de carrière même avec un grand pourcentage de fines dans la fabrication des bétons.

Les résultats expérimentaux ont été comparés avec ceux issus du logiciel de formulation "Béton Lab Pro 3". L'analyse des résultats obtenus montre que les valeurs expérimentales et les valeurs estimées ne sont pas en parfait accord, en particulier dans le cas de l'affaissement du béton.

Mots-clefs:

Béton, sable de carrière, état frais, état durci, sable de dune, sable de rivière, pouzzolane, laitier, Béton Lab Pro 3

Abstract:

Under development Algeria experiencing an evolution of civil engineering. This evolution resulted a greater consumption of aggregates and particularly sand.

However, multinational companies adopted resolutions to limit the depletion of alluvial sand and use sand quarries in substitutes, the ecosystem has been disrupted. If it is not too late to act an international dynamics of valuating local materials, should emerge.

The aim of this work is to study the behaviour of fresh and hardened concrete with crushed sands, which is not used sufficiently often due to the high rate of fine particles that it contains.

However, there is no way to predict the impact of crushed sand on the performance of concrete because the properties of crushed sand vary according to the source and the extraction method

Therefore, the experiments have been performed on five crushed sand without modification (initial state), and crushed sands modified with river (oued) sand and dune sand, and mineral additions (pozzolan and slag). The results indicate that the possibility of using crushed sand with a large percentage of fine particles in the manufacture of concrete.

The results were compared with Concrete Lab Pro 3 outputs. The analysis of the results shows that the experimental values and the estimated values are not comparable, especially in concrete slump.

Keywords:

Concrete, crushed sand, fresh concrete, hardened concrete, dune sand, river sand, pozzolan , slag , Concrete Lab Pro 3

المخلص:

الجزائر من البلدان النامية، وتشهد تطورا في مجال الهندسة المدنية. وقد أدى ذلك إلى الإفراط في استغلال الركام، وخاصة الرمال.

وعلى الرغم من القرارات الخجولة التي اعتمدها الشركات الكبيرة في محاولة للحد من نهب الرمال الطبيعية واستخدام رمال المحاجر (رمال الحجارة المكسرة) لقد أصبح النظام البيئي أصبح غير متوازن. ولهذا ، يجب تشجيع ديناميكية دولية من الآن لاستخدام المواد المحلية.

إن الغرض من هذا العمل هو تشجيع استخدام رمال المحاجر، والتي لا تستعمل في معظم الحالات نظرا للنسبة العالية من الجسيمات الدقيقة الموجودة فيها، وهذا بدراسة أداء الخرسانة الطازجة والمتصلدة.

ورغم الدراسات المنجزة، لا يمكن الخروج بأي قاعدة لتحديد آثار رمال المحاجر على الخرسانة، و هذا لاختلاف مصدر الرمال وطريقة استخراجها.

لذلك، أجريت التجارب على خمسة رمال المحاجر دون تعديل (على حالتها الأولى)، ورمال المحاجر المعدلة برمل الوادي أو رمل الكثبان والإضافات المعدنية (البوزولان، خبث الأفران). النتائج أظهرت إمكانية استخدام رمال المحاجر في صناعة الخرسانة على رغم من وجود نسبة كبيرة من المواد الناعمة.

تمت مقارنة النتائج التجريبية مع النتائج المتحصل عليها باستعمال برنامج Béton Lab Pro 3. تحليل النتائج بين أن القيم التجريبية والقيم المقدرة ليست في اتفاق تام، وخاصة في حالة الخرسانة الطرية.

كلمات مفتاحية :

الخرسانة، رمال المحاجر ، الخرسانة الطرية ، الخرسانة المتصلدة ، رمل الكثبان ، رمل الوادي ، البوزولان، خبث الأفران، Béton Lab Pro 3

TABLE DES MATIERES

TABLE DES MATIERES	I
LISTE DES ABREVIATIONS	X
LISTE DES SYMBOLES	XI
LISTE DES FIGURES	XIII
LISTE DES PHOTOS	XXI
LISTE DES TABLEAUX	XXIII

INTRODUCTION GENERALE

CHAPITRE I : GENERALITES ET ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

I.1 INTRODUCTION	3
I.2 LE BETON HYDRAULIQUE	4
I.3 LES COMPOSANTS	5
I.3.1 Le Ciment	5
I.3.1.1 Étapes de fabrication du ciment	5
I.3.1.1 .1 Extraction et préparation des matières premières	5
I.3.1.1 .2 Le séchage et le broyage	5
I.3.1.1.3 Obtention du clinker	6
I.3.1.1.4 Obtention du ciment	6
I.3.1.1.5 Conditionnement en sac ou en vrac	6
I.3.1.2 Classification des ciments	7
I.3.1.3 Constituants du ciment Portland	7
I.3.1.4 Hydratation du ciment Portland	8
I.3.1.4.1 Evolution de l'hydratation du ciment	8
I.3.1.4.2 Hydratation des phases silicates	10
I.3.1.4.2 .1 Hydratation du silicate tricalcique C ₃ S	10
I.3.1.4.2 .2 Hydratation du silicate bicalcique C ₂ S	11
I.3.1.4.2 .3 Hydratation des phases d'aluminate	12
I.3.1.5 Propriétés du ciment au cours du durcissement	13
I.3.1.5.1 Le temps de prise	13
I.3.1.5.2 Consistance et fluidité	14
I.3.1.5.3 Stabilité	14
I.3.2 Les granulats pour béton	14
I.3.2.1 Différents types de granulats	15
I.3.2.1.1 Les granulats naturels issus de roches meubles (alluvionnaires, dit roulés)	15

I.3.2.1.2	Les granulats naturels issus de roches massives (granulats concassés)	16
I.3.2.1.3	Granulats artificiels	17
I.3.2.1.4	Granulats recyclés	18
I.3.2.2	Procédure de fabrication des granulats	18
I.3.2.2.1	L'extraction	19
I.3.2.2.1.1	Granulats alluvionnaires	19
I.3.2.2.1.2	Granulats concassés	20
I.3.2.2.2	Le chargement et le transport	20
I.3.2.2.3	Le traitement	21
I.3.2.2.3.1	L'élimination des impuretés	21
I.3.2.2.3.2	Le concassage / broyage	21
I.3.2.2.3.3	Le criblage	24
I.3.2.2.3.4	Le lavage	25
I.3.2.2.4	Stockage et expédition	25
I.3.2.2.5	Suivi et contrôle de qualité	26
I.3.2.3	Les caractéristiques principales des granulats	26
I.3.2.3.1	Caractéristiques physiques et mécaniques	26
I.3.2.3.1.1	Propreté des granulats	26
I.3.2.3.1.2	Forme des granulats	27
I.3.2.3.1.3	Coefficient d'aplatissement	27
I.3.2.3.1.4	Teneur en eau	27
I.3.2.3.1.5	Coefficient d'absorption d'eau	28
I.3.2.3.1.6	Porosité et compacité	28
I.3.2.3.1.7	Masse volumique et densité	29
I.3.2.3.1.8	Résistance à l'usure des gravillons	30
I.3.2.3.1.9	Résistance à la fragmentation des gravillons	30
I.3.2.3.1.10	Résistance au polissage des gravillons	30
I.3.2.3.2	Caractéristiques chimiques	30
I.3.2.3.2.1	Réactivités aux alcalis	30
I.3.2.3.2.2	Teneur en ions chlorures	31
I.3.2.3.2.3	Teneur en soufre et en sulfate	31
I.3.2.3.3	Choix des granulats et de la classe granulaire	31
I.3.3	L'eau de gâchage	32
I.3.3.1	Influence du dosage en eau	32
I.3.3.2	Influence de la qualité de l'eau	33
I.3.4	Les adjuvants	34
I.3.4.1	Rôle des adjuvants et mécanismes d'action	34

I.3.4.2	Influence du dosage	35
I.3.5	Les additions minérales	36
I.3.5.1	Mécanismes d'action	36
I.3.5.2	Classification des additions minérales	38
I.3.5.2.1	Laitier de haut fourneau	38
I.3.5.2.2	La pouzzolane	39
I.3.5.3	Avantage des additions minérales	40
I.4	PROPRIETES DES BETONS	41
I.4.1	Propriétés physiques	41
I.4.1.1	Ouvrabilité et maniabilité	41
I.4.1.2	Porosité et compacité	41
I.4.1.3	Déformabilité	42
I.4.1.3.1	La rhéologie	42
I.4.1.3.2	Élasticité du béton	42
I.4.1.3.2.1	Le modèle bisphère	43
I.4.1.3.2.2	Le modèle trisphère	43
I.4.1.4	Le retrait	44
I.4.1.4.1	Retrait à très jeune âge (avant prise)	44
I.4.1.4.2	Retrait endogène (hydraulique)	44
I.4.1.4.3	Retrait thermique	45
I.4.1.4.4	Retrait de dessiccation (séchage)	45
I.4.1.4.5	Limitation du phénomène de retrait	45
I.4.2	Propriétés mécaniques	45
I.4.2.1	La résistance en compression	45
I.4.2.2	La résistance en traction	46
I.4.2.2.1	La résistance en traction par flexion	46
I.4.2.2.2	La résistance en traction par fendage	46
I.4.2.2.3	La résistance en traction directe	47
I.4.3	Propriétés physique –mécaniques	47
I.4.3.1	Durabilité	47
I.4.3.1.1	Principaux mécanismes de dégradation	47
I.4.3.1.1.1	La corrosion des armatures	47
I.4.3.1.1.2	Gel/dégel	48
I.4.3.1.1.3	Alcali-réaction	48
I.4.3.1.1.4	Autres attaques chimiques	48
I.5	CONCLUSION	49

CHAPITRE II : UTILISATION DU SABLE CONCASSE : SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

II.1	INTRODUCTION	50
II.2	PARAMETRES INFLUENTS	50
II.2.1	Effet de la source minéralogique du sable de concassage	50
II.2.2	Effet de la teneur en fine	51
II.2.3	Influence du lavage du sable	52
II.2.4	Effet du sable de concassage sur les mortiers et bétons à l'état frais	52
II.2.4.1	Demande en eau	52
II.2.4.2	Maniabilité	53
II.2.4.3	Affaissement	53
II.2.4.4	Dosage en ciment	53
II.2.5	Effet du sable de concassage sur les bétons à l'état durci	53
II.2.5.1	Résistance mécanique	53
II.2.5.2	Module d'élasticité	54
II.2.5.3	Retrait	54
II.2.5.4	Durabilité	54
II.2.5.4.1	Porosité	55
II.2.5.4.2	Perméabilité et perte en masse	55
II.2.5.4.3	Gel /dégel	55
II.2.6	Economiquement	55
II.3	COMBINAISON DU SABLE DE DUNE AVEC LE SABLE DE CONCASSAGE	56
II.3.1	Effet de la combinaison sur les bétons à l'état frais	56
II.3.1.1	Demande en eau	56
II.3.1.2	Maniabilité	56
II.3.1.3	Affaissement	57
II.3.2	Effet de la combinaison sur les bétons à l'état durci	57
II.3.2.1	Résistance à la compression	57
II.3.2.2	Durabilité	58
II.4	CONCLUSION	58

CHAPITRE III : LES MATERIAUX, LES NORMES, LES ESSAIS ET LES PROCEDURES UTILISES

III.1	INTRODUCTION	60
III.2	PRINCIPE DE LA METHODOLOGIE EXPERIMENTALE	60
III.3	NORMES CONSULTEES	61
III.4	LE CHOIX DES MATERIAUX	61

III.4.1	Ciments	61
III.4.2	Granulats	63
III.4.2.1	Graviers	63
III.4.2.1.1	Composition chimique des graviers	63
III.4.2.1.2	Analyse granulométrique	63
III.4.2.1.3	Masses volumiques	64
III.4.2.1.4	Essai d'abrasion (Essai Los-Angeles)	65
III.4.2.2	Sables	65
III.4.2.2.1	Composition chimique des sables	66
III.4.2.2.2	Zone géographique des gisements	66
III.4.2.2.2.1	Sable A (SA)	66
III.4.2.2.2.2	Sable B (SB)	67
III.4.2.2.2.3	Sable C (SC)	67
III.4.2.2.2.4	Sable D1 et sable D2 (SD1 et SD2)	68
III.4.2.2.2.5	Sable T (ST)	68
III.4.2.2.2.6	Sable U (SU)	68
III.4.2.2.3	Analyse granulométrique	69
III.4.2.2.4	Équivalent de sable	71
III.4.2.2.5	Teneur en fine et module de finesse	72
III.4.2.2.6	Teneur en eau naturelle	73
III.4.2.2.7	Masse volumique et densité	73
III.4.2.2.8	Compacité expérimental des différents sables étudiés	74
III.4.2.2.9	Absorption d'eau	74
III.4.2.2.10	Aspect morphologique (Forme)	74
III.4.2.2.11	Coefficient de forme (MATLAB)	76
III.4.3	Additions minérales	76
III.4.4	Eau de gâchage	77
III.5	ESSAIS ET PROCEDURES DES BETONS ELABORES	78
III.5.1	Composition des bétons	78
III.5.2	Confection et cure des éprouvettes	79
III.5.2.1	Malaxage du béton	79
III.5.2.2	Remplissage et conservation des moules	79
III.6	PROGRAMME DES ESSAIS	80
III.6.1	Maniabilité	80
III.6.1.1	Affaissement au cône d'Abrams	81
III.6.1.2	Table à secousses	80
III.6.2	Compacité	83

III.6.3	Résistances mécaniques	84
III.6.3.1	Essais de résistance à la compression	84
III.6.3.2	Essais de résistance à la flexion	85
III.6.3.3	Essais de résistance à la traction par fendage	86
III.6.4	Essai d'absorption d'eau par immersion	87
III.6.5	Le coefficient de ramollissement	87
III.6.6	Module de Young	88
III.6.7	Essai du retrait et de gonflement	89
III.6.8	Essai de durabilité	90
III.6.8.1	Gel/dégel	90
III.6.8.2	Attaques chimiques	91
III.7	CONCLUSION	92

CHAPITRE IV : RESULTATS ET DISCUSSIONS

IV.1	INTRODUCTION	93
IV.2	ANALYSE ET INTERPRETATION DES RESULTATS DE RECHERCHE	93
IV.2.1	Effet de la teneur en fine	93
IV.2.1.1	État frais	93
IV.2.1.1.1	Étalement et affaissement	94
IV.2.1.1.1.1	Comparaison de l'étalement pour un rapport (E/C = 0.5)	94
IV.2.1.1.1.2	Comparaison de l'affaissement pour un rapport (E/C = 0.6)	95
IV.2.1.1.2	Compacité	95
IV.2.1.2	État durci	96
IV.2.1.2.1	Résistance à la compression	96
IV.2.1.2.1.1	Comparaison de la résistance à la compression du sable d'oued et des sables de carrière (E/C=0.5)	97
IV.2.1.2.1.2	Comparaison de la résistance à la compression des sables de carrière (E/C = 0.5)	97
IV.2.1.2.1.3	Comparaison de la résistance à la compression du sable d'oued et des sables de carrière (E/C=0.6)	97
IV.2.1.2.1.4	Comparaison de la résistance à la compression des sables de carrière (E/C = 0.6)	98
IV.2.1.2.2	Résistance à la traction	98
IV.2.1.2.2.1	Comparaison de la résistance à la traction pour un rapport E/C = 0.5	99
IV.2.1.2.2.2	Comparaison de la résistance à la traction pour un rapport E/C = 0.6	99
IV.2.1.2.3	Résistance à la flexion	99

IV.2.1.2.3.1	Comparaison de la résistance à la flexion pour un rapport	
E/C = 0.5		100
IV.2.1.2.3.2	Comparaison de la résistance à la flexion pour un rapport	
E/C = 0.6		100
IV.2.2	Effet de la distribution granulaire	101
IV.2.2.1	État frais	101
IV.2.2.1.1	Affaissement	101
IV.2.2.2	État durci	102
IV.2.2.2.1	Résistance à la compression	102
IV.2.2.2.1.1	Variation de la résistance à la compression pour un rapport	
E/C =0.5		102
IV.2.2.2.1.2	Variation de la résistance à la compression pour un rapport	
E/C =0.6		105
IV.2.3	Effet des additions minérales	109
IV.2.3.1	État frais	109
IV.2.3.1.1	Affaissement	109
IV.2.3.1.1.1	Affaissement des sables de référence avec additions minérales	109
IV.2.3.1.1.2	Affaissement des sables de référence modifiés avec sable d'oued et additions minérales	110
IV.2.3.1.1.3	Affaissement des sables de référence modifiés avec sable de dune et additions minérales	110
IV.2.3.2	État durci	110
IV.2.3.2.1	Résistance à la compression	110
IV.2.3.2.1.1	Résistance à la compression des sables de référence avec additions minérales	112
IV.2.3.2.1.2	Résistance à la compression des sables de référence modifiés avec du sable d'oued et additions minérales	113
IV.2.3.2.1.3	Résistance à la compression des sables de référence modifiés avec du sable de dune et additions minérales	114
IV.2.4	Etude de la durabilité des bétons	114
IV.2.4 .1	Absorption d'eau par immersion	114
IV.2.4 .2	Le coefficient de ramollissement	115
IV.2.4 .3	Gel/dégel	115
IV.2.4 .4	Attaques chimiques et sulfatique	117
IV.2.4 .5	Retrait à l'air	119
IV.2.4 .6	Variations de la masse dans l'air	120
IV.2.4 .7	Gonflement à l'eau	120
IV.2.4 .8	Variation de la masse dans l'eau	121

IV.2.4.9	Déformabilité	122
IV.2.4.9.1	Déformations élasto-instantanées longitudinales ε_{1el} en fonction des contraintes relatives η des bétons prismes à base des sables de carrière non modifiés et modifiés avec sable d'oued et sable de dune	122
IV.2.4.9.2	Déformations élasto-instantanées totales longitudinales ε_{1Tel} en fonction des contraintes relatives η pour les bétons prismes à base des sables de carrière non modifiés et modifiés avec sable d'oued et sable de dune	125
IV.2.4.9.3	Déformations élasto-instantanées transversales ε_{2el} en fonction des contraintes relatives η pour les bétons prismes à base des sables de carrière non modifiés et modifiés avec sable d'oued et sable de dune	127
IV.2.4.9.4	Déformations élasto-instantanées totales transversales ε_{2Tel} en fonction des contraintes relatives η pour les bétons prismes à base des sables de carrière non modifiés et modifiés avec sable d'oued et sable de dune	130
IV.2.4.9.5	Module de déformabilité "E" du béton en fonction des contraintes relatives η pour les bétons prismes à base des sables de carrière non modifiés et modifiés avec sable d'oued et sable de dune	132
IV.2.4.9.6	Module d'élasticité des bétons prismes à base des sables de carrière non modifiés et modifiés avec sable d'oued et sable de dune	134
IV.2.4.9.7	Résistances mécaniques à la compression cubiques (R_c) et prismatiques (R_{pr}) des bétons à base des sables de carrière non modifiés et modifiés avec sable d'oued et sable de dune	135
IV.3	CONCLUSION	137

CHAPITRE V: SIMULATION DES RESULTATS EXPERIMENTAUX AVEC LE LOGICIEL BETON LAB PRO 3

V.1	INTRODUCTION	138
V.2	MODELE D'EMPILEMENT COMPRESSIBLE	138
V.2.1	Précision du modèle	138
V.2.2	Notion de compacité virtuelle	139
V.2.3	Notion de compacité réelle	139
V.2.3.1	Indice de serrage K	140
V.2.3.2	Compacité d'empilement individuel de chaque constituant	141
V.2.3.2.1	Le simple versement	141
V.2.3.2.2	Vibration et vibration sous compression	141
V.3	LOGICIEL BETON LAB PRO 3	143
V.4	CHOIX DES PARAMETRES D'ETUDE POUR LA COMPARAISON DES RESULTATS NUMERIQUES ET EXPERIMENTAUX	144
V.4.1	Comparaison des résultats numériques et expérimentaux des bétons avec sables non modifiés	145

V.4.1.1	Affaissement	145
V.4.1.2	Résistance à la compression et à la traction	146
V.4.1.2.1	Comparaison des résultats numériques et expérimentaux de la résistance à la compression et à la traction pour les sables non modifiés (E/C=0.5)	147
V.4.1.2.2	Comparaison des résultats numériques et expérimentaux de la résistance à la compression et à la traction pour les sables non modifiés (E/C=0.6)	148
V.4.1.2.3	Analyse de la méthode de calcul de la résistance à la traction prévisionnelle numérique	148
V.4.1.2.4	Analyse des méthodes de calcul de la résistance à la compression prévisionnelles numériques	148
V.4.2	Comparaison des résultats numériques et expérimentaux des bétons à base des sables modifiés avec sable d'oued ou du sable de dune	149
V.4.2.1	Affaissement	149
V.4.2.2	Résistance à la compression	150
V.4.2.2.1	Résultats numériques et expérimentaux de la résistance à la compression pour les sables modifiés avec du sable d'oued et du sable de dune (E/C=0.5)	152
V.4.2.2.2	Résultats numériques et expérimentaux de la résistance à la compression pour les sables modifiés avec du sable d'oued et du sable de dune (E/C=0.6)	153
V.4.3	Résultats numériques et expérimentaux des bétons modifiés et non modifiés avec additions minérales	153
V.4.3.1	Affaissement	153
V.4.3.2	Résistance à la compression	156
V.4.4	Elaboration d'une régression linéaire entre les résultats numériques et expérimentaux des bétons avec sables modifiés et non modifiés et avec additions minérales	158
V.4.4.1	Régression linéaire pour l'affaissement	158
V.4.4.2	Régression linéaire pour la résistance à la compression	158
V.5	CONCLUSION	160
	CONCLUSION GENERALE	162
	REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	165
	ANNEXES	175
	PUBLICATIONS RELATIVES AUX TRAVEAUX DE THESE	193

LISTE DES ABREVIATIONS

MDE : Micro-Deval

LA : Los Angeles

MF : Module de finesse

PR : Potentiellement réactifs

Leq : Liant équivalent

CaOI : Résidu de chaux insoluble

MAF : Module Alumino ferrique

MS : Module Silique

LSF : Facteur saturation en chaux

PAF : Perte au feu

RI : Résidu insoluble

SA : Sable carrière de-Ain touta (Batna)

SB : Sable carrière Outaya (Biskra)

SC : Sable carrière Khroub (Constantine)

SD1 : Sable carrière (Biskra)

SD2 : Sable carrière (Biskra)

ST : Sable d'oued Lioua (Biskra)

SU : Sable de dune Djebel Tenia (Biskra)

P : Pouzzolane naturelle

L: Laitier

E: Résultats expérimentaux

N: Résultats numériques (Béton Lab Pro 3)

LISTE DES SYMBOLES

Notations	Unités
E_{ij} : Module de déformation longitudinale instantanée	(MPa)
E_{vj} : Module de déformation différée	(MPa)
E_g : Module élastique du granulat	(MPa)
E_m : Module élastique de la matrice	(MPa)
g : Concentration en granulat	(kg/m ³)
g^* : Compacité maximale	
D_r : Diamètre final de l'étalement	(cm)
D_i : Diamètre initial de l'étalement	(cm)
m_i : Masse de béton avant compactage	(kg)
m_f : Masse de béton après compactage	(kg)
f_{c28} : Résistance à la compression	(MPa)
f_{t28} : Résistance à la traction	(MPa)
R_f : Résistance en flexion	(MPa)
P : Charge de rupture	(N)
l : Distance entre appuis	(cm)
b : largeur de la section transversale	(cm)
h : hauteur de la section transversale	(cm)
E : Module de Young	(MPa)
σ : contrainte	(MPa)
ε : Déformation	(mm/mm)
P : Charge de destruction	(daN)
F : Aire de la section de l'éprouvette	(cm ²)
σ_1 : Accroissement de la contrainte de zéro conventionnel au niveau de 30% de la charge de destruction	(MPa)
P_1 : Charge de destruction correspondante	(daN)
ε_{1el} : Accroissement des déformations relatives élasto-instantanées longitudinales pour une charge P1	(mm/mm)
ε_{2el} : Accroissement des déformations relatives élasto-instantanées transversales pour une charge P1	(mm/mm)

Δl_1 et Δl_2 :	Accroissement absolu des déformations longitudinales et transversales des éprouvettes correspondant à l'accroissement des contraintes	(mm)
l_1 et l_2 :	Les bases fixes pour les mesures de déformation longitudinales et transversales des éprouvettes	(mm)
γ_i :	Compacité virtuelle lorsque la classe i est dominante	
n :	Nombre de classes dans le mélange	
β_i :	Compacité résiduelle de classe i	
y_j :	Proportion de classe j dans le mélange	
a_{ij} :	Effet de desserrement exercé par un grain fin j sur un empilement de gros grains i	
b_{ij} :	Effet de paroi exercé par un gros grain i sur un empilement de grains fins j	
K :	Indice de serrage qui dépend du protocole de compactage	
Φ :	Compacité réelle du mélange de n classes	
k_w :	Coefficient traduisant la forme des granulats	
M :	Masse du récipient après rasage de la surface	(g)
M_0 :	Masse du récipient à vide	(g)
V :	Volume du récipient	(dm ³)
ρ :	Masse volumique réelle de l'échantillon	(g/l)
M_s :	Masse de l'échantillon soumis à l'essai	(g)
D :	Diamètre du cylindre	(cm)
h :	Hauteur de l'échantillon	(cm)
M_{VR} :	Masse volumique réelle du matériau utilisé	(kg/m ³)
$d_{Apparente}$:	Densité apparente	
$d_{Absolue}$:	Densité Absolue	
k_t :	Coefficient qui dépend de la nature du granulat	
σ_{c28} :	Classe vraie à 28 jours	(MPa)
ρ_c :	Densité du ciment Portland	
c :	Dosage massique du ciment	(kg/m ³)
t_{C3A} :	Taux de C ₃ A du ciment	(%)
K_t :	Constante de la température	
K_a :	Constante de l'appareil	
K_d :	Constante de densité	
T :	Température mesurée	(°C)

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Représentation de la composition du béton	4
Figure I.2 : Fabrication du ciment	6
Figure I.3 : Dégagement de chaleur lors de l'hydratation du ciment en fonction du temps	9
Figure I.4 : Mécanismes simplifiés d'hydratation des grains de ciment	10
Figure I.5 : Variation de la cinétique d'hydratation du silicate tricalcique en fonction du temps	10
Figure I.6 : Influence de la température sur la prise des ciments	13
Figure I.7 : Gisement au-dessus de la nappe phréatique	19
Figure I.8 : Gisement sous la nappe phréatique	19
Figure I.9 : Localisation de la roche exploitable	20
Figure I.10 : Les différents états de granulat avec ou sans eau	28
Figure I.11 : Schématisation de porosité et la compacité	29
Figure I.12 : Variation de la résistance à la compression	33
Figure I.13 : Particule de ciment en l'absence de réducteur d'eau	35
Figure I.14 : Mécanisme d'action des super-plastifiants	35
Figure I.15 : Schématisation du dispositif d'essai de traction par flexion	46
Figure I.16 : Schématisation du dispositif d'essai de traction par fendage	46
Figure I.17 : Schématisation du dispositif d'essai à la traction directe	47
Figure III.1 : Analyse granulométrique des graviers	64
Figure III.2 : Courbe granulométrique des sables	70
Figure III.3 : Courbe granulométrique des sables de carrière modifiés avec 20 % de sable d'oued	70
Figure III.4 : Courbe granulométrique des sables de carrière modifiés avec 10 % de sable de dune	71
Figure III.5 : Variation de l'équivalent de sable en fonction du taux de fines	72
Figure III.6 : Variation du module de finesse en fonction du taux de fines	73
Figure III.7 : Variation de la compacité des sables étudiés	74
Figure III.8 : Aspect morphologique des sables utilisés	76
Figure III.9 : Mesure de l'affaissement au cône d'Abrams	81
Figure III.10 : Table à secousses	82

Figure III.11 : Représentation schématique de la variation de la compacité des bétons	83
Figure III.12 : Schématisation du dispositif pour l'essai de résistance à la flexion	85
Figure III.13 : Schématisation du dispositif pour l'essai de rupture par fendage	86
Figure IV.1 : Comparaison des effets des fines sur l'étalement des bétons (E/C=0.5)	94
Figure IV.2 : Comparaison des effets des fines sur l'affaissement des bétons (E/C=0.6)	94
Figure IV.3 : Variation de la compacité en fonction du taux de fines (E/C=0.5)	95
Figure IV.4 : Variation de la compacité en fonction du taux de fines (E/C=0.6)	96
Figure IV.5 : Variation de la résistance à la compression en fonction de l'âge et du taux de fines (E/C=0.5)	96
Figure IV.6 : Variation de la résistance à la compression en fonction de l'âge et du taux de fines (E/C=0.6)	97
Figure IV.7 : Comparaison des effets des fines sur la résistance à la traction des bétons (E/C=0.5)	98
Figure IV. 8 : Comparaison des effets des fines sur la résistance à la traction des bétons (E/C=0.6)	99
Figure IV.9 : Comparaison des effets des fines sur la résistance à la flexion des bétons (E/C=0.5)	100
Figure IV.10 : Comparaison des effets des fines sur la résistance à la flexion des bétons (E/C=0.6)	100
Figure IV.11 : Variation de l'affaissement en fonction des types de sable	101
Figure IV.12: Variation de la résistance à la compression en fonction de l'âge pour le sable SA non modifié et modifié avec du sable d'oued ou du sable de dune (E/C=0.5)	102
Figure IV.13: Variation de la résistance à la compression en fonction de l'âge pour le sable SB non modifié et modifié avec du sable d'oued ou du sable de dune (E/C=0.5)	103
Figure IV.14: Variation de la résistance à la compression en fonction de l'âge pour le sable SC non modifié et modifié avec du sable d'oued ou du sable de dune (E/C=0.5)	103
Figure IV.15: Variation de la résistance à la compression en fonction de l'âge pour le sable SD1 non modifié et modifié avec du sable d'oued ou du sable de dune (E/C=0.5)	103

Figure IV.16: Variation de la résistance à la compression en fonction de l'âge pour le sable SD2 non modifié et modifié avec du sable d'oued ou du sable de dune (E/C=0.5)	104
Figure IV.17: Variation de la résistance à la compression en fonction de l'âge pour les sables concassés modifiés avec du sable d'oued (E/C=0.5)	104
Figure IV.18 : Variation de la résistance à la compression en fonction de l'âge pour les sables concassés modifiés avec du sable de dune (E/C=0.5)	104
Figure IV.19: Variation de la résistance à la compression en fonction de l'âge pour le sable SA non modifié et modifié avec du sable d'oued ou du sable de dune (E/C=0.6)	106
Figure IV.20: Variation de la résistance à la compression en fonction de l'âge pour le sable SB non modifié et modifié avec du sable d'oued ou du sable de dune (E/C=0.6)	106
Figure IV.21: Variation de la résistance à la compression en fonction de l'âge pour le sable SC non modifié et modifié avec du sable d'oued ou du sable de dune (E/C=0.6)	106
Figure IV.22: Variation de la résistance à la compression en fonction de l'âge pour le sable SD1 non modifié et modifié avec du sable d'oued ou du sable de dune (E/C=0.6)	107
Figure IV.23: Variation de la résistance à la compression en fonction de l'âge pour le sable SD2 non modifié et modifié avec du sable d'oued ou du sable de dune (E/C=0.6)	107
Figure IV.24 : Variation de la résistance à la compression en fonction de l'âge pour les sables concassés modifiés avec du sable d'oued (E/C=0.6)	107
Figure IV.25 : Variation de la résistance à la compression en fonction de l'âge pour les sables concassés modifiés avec du sable de dune (E/C=0.6)	108
Figure IV.26 : Variations des résistances à la compression en fonction de l'âge pour le sable SA non modifié et modifié avec du sable d'oued ou du sable de dune et additions minérales	110
Figure IV.27 : Variations des résistances à la compression en fonction de l'âge pour le sable SB non modifié et modifié avec du sable d'oued ou du sable de dune et additions minérales	111
Figure IV.28 : Variations des résistances à la compression en fonction de l'âge pour le sable SC non modifié et modifié avec du sable d'oued ou du sable de dune et additions minérales	111
Figure IV.29 : Variations des résistances à la compression en fonction de l'âge pour le sable SD1 non modifié et modifié avec du sable d'oued ou du sable de dune et additions minérales	111

Figure IV.30 : Variations des résistances à la compression en fonction de l'âge pour le sable SD2 non modifié et modifié avec du sable d'oued ou du sable de dune et additions minérales	112
Figure IV.31 : Absorption d'eau par immersion des différents sables de carrière non modifiés et modifiés avec sable d'oued ou du sable de dune	114
Figure IV.32 : Coefficient de ramollissement des différents sables de carrière non modifiés et modifiés avec sable d'oued ou du sable de dune	115
Figure IV.33 : Résistance à la compression après gel/dégel des différents sables de carrière non modifiés et modifiés avec sable d'oued ou du sable de dune	116
Figure IV.34 : Résistance à la compression après immersion dans Na_2SO_4 des différents sables de carrière non modifiés et modifiés avec sable d'oued ou du sable de dune	117
Figure IV.35 : Résistance à la compression après immersion dans Hcl des différents sables de carrière non modifiés et modifiés avec sable d'oued ou du sable de dune	118
Figure IV.36 : Variation du retrait à l'air des différents bétons en fonction de l'âge des éprouvettes pour un dosage de 350 kg/m^3 et un rapport E/C=0.6	119
Figure IV.37 : Variation de la masse à l'air des différents bétons en fonction de l'âge des éprouvettes pour un dosage de 350 kg/m^3 et un rapport E/C=0.6	120
Figure IV.38 : Variation du gonflement à l'eau des différents bétons en fonction de l'âge des éprouvettes pour un dosage de 350 kg/m^3 et un rapport E/C=0.6	121
Figure IV.39 : Variation de la masse à l'eau des différents bétons en fonction de l'âge des éprouvettes pour un dosage de 350 kg/m^3 et un rapport E/C=0.6	121
Figure IV.40 : Evolution des déformations élasto-instantanées longitudinales ε_{1el} en fonction des contraintes relatives η des bétons prismes à base du sable de carrière SA non modifié et modifié avec sable d'oued et sable de dune	122
Figure IV.41 : Evolution des déformations élasto-instantanées longitudinales ε_{1el} en fonction des contraintes relatives η des bétons prismes à base du sable de carrière SB non modifié et modifié avec sable d'oued et sable de dune	123
Figure IV.42 : Evolution des déformations élasto-instantanées longitudinales ε_{1el} en fonction des contraintes relatives η des bétons prismes à base du sable de carrière SC non modifié et modifié avec sable d'oued et sable de dune	123
Figure IV.43 : Evolution des déformations élasto-instantanées longitudinales ε_{1el} en fonction des contraintes relatives η des bétons prismes à base du sable de carrière SD1 non modifié et modifié avec sable d'oued et sable de dune	124
Figure IV.44 : Evolution des déformations élasto-instantanées longitudinales ε_{1el} en fonction des contraintes relatives η des bétons prismes à base du sable de carrière SD2 non modifié et modifié avec sable d'oued et sable de dune	124

- Figure IV.45 :** Evolution des déformations élasto-instantanées totales longitudinales ε_{1Tel} en fonction des contraintes relatives η pour les bétons prismes à base du sable de carrière SA non modifié et modifié avec sable d'oued et sable de dune 125
- Figure IV.46 :** Evolution des déformations élasto-instantanées totales longitudinales ε_{1Tel} en fonction des contraintes relatives η pour les bétons prismes à base du sable de carrière SB non modifié et modifié avec sable d'oued et sable de dune 125
- Figure IV.47 :** Evolution des déformations élasto-instantanées totales longitudinales ε_{1Tel} en fonction des contraintes relatives η pour les bétons prismes à base du sable de carrière SC non modifié et modifié avec sable d'oued et sable de dune 126
- Figure IV.48 :** Evolution des déformations élasto-instantanées totales longitudinales ε_{1Tel} en fonction des contraintes relatives η pour les bétons prismes à base du sable de carrière SD1 non modifié et modifié avec sable d'oued et sable de dune 126
- Figure IV.49 :** Evolution des déformations élasto-instantanées totales longitudinales ε_{1Tel} en fonction des contraintes relatives η pour les bétons prismes à base du sable de carrière SD2 non modifié et modifié avec sable d'oued et sable de dune 127
- Figure IV.50 :** Evolution des déformations élasto-instantanées transversales ε_{2el} en fonction des contraintes relatives η pour les bétons prismes à base du sable de carrière SA non modifié et modifié avec sable d'oued et sable de dune 127
- Figure IV.51 :** Evolution des déformations élasto-instantanées transversales ε_{2el} en fonction des contraintes relatives η pour les bétons prismes à base du sable de carrière SB non modifié et modifié avec sable d'oued et sable de dune 128
- Figure IV.52 :** Evolution des déformations élasto-instantanées transversales ε_{2el} en fonction des contraintes relatives η pour les bétons prismes à base du sable de carrière SC non modifié et modifié avec sable d'oued et sable de dune 128
- Figure IV.53 :** Evolution des déformations élasto-instantanées transversales ε_{2el} en fonction des contraintes relatives η pour les bétons prismes à base du sable de carrière SD1 non modifié et modifié avec sable d'oued et sable de dune 129
- Figure IV.54 :** Evolution des déformations élasto-instantanées transversales ε_{2el} en fonction des contraintes relatives η pour les bétons prismes à base du sable de carrière SD2 non modifié et modifié avec sable d'oued et sable de dune 129
- Figure IV.55 :** Evolution des déformations élasto-instantanées totales transversales ε_{2Tel} en fonction des contraintes relatives η pour les bétons prismes à base du sable de carrière SA non modifié et modifié avec sable d'oued et sable de dune 130
- Figure IV.56 :** Evolution des déformations élasto-instantanées totales transversales ε_{2Tel} en fonction des contraintes relatives η pour les bétons prismes à base du sable de carrière SB non modifié et modifié avec sable d'oued et sable de dune 130
- Figure IV.57 :** Evolution des déformations élasto-instantanées totales transversales ε_{2Tel} en fonction des contraintes relatives η pour les bétons prismes à base du sable de carrière SC non modifié et modifié avec sable d'oued et sable de dune 131

Figure IV.58 : Evolution des déformations élasto-instantanées totales transversales ε_{2Tel} en fonction des contraintes relatives η pour les bétons prismes à base du sable de carrière SD1 non modifié et modifié avec sable d'oued et sable de dune	131
Figure IV.59 : Evolution des déformations élasto-instantanées totales transversales ε_{2Tel} en fonction des contraintes relatives η pour les bétons prismes à base du sable de carrière SD2 non modifié et modifié avec sable d'oued et sable de dune	132
Figure IV.60 : Variation du module de déformabilité "E" du béton en fonction des contraintes relatives η pour les bétons prismes à base du sable de carrière SA non modifié et modifié avec sable d'oued et sable de dune	132
Figure IV.61 : Variation du module de déformabilité "E" du béton en fonction des contraintes relatives η pour les bétons prismes à base du sable de carrière SB non modifié et modifié avec sable d'oued et sable de dune	133
Figure IV.62 : Variation du module de déformabilité "E" du béton en fonction des contraintes relatives η pour les bétons prismes à base du sable de carrière SC non modifié et modifié avec sable d'oued et sable de dune	133
Figure IV.63 : Variation du module de déformabilité "E" du béton en fonction des contraintes relatives η pour les bétons prismes à base du sable de carrière SD1 non modifié et modifié avec sable d'oued et sable de dune	134
Figure IV.64 : Variation du module de déformabilité "E" du béton en fonction des contraintes relatives η pour les bétons prismes à base du sable de carrière SD2 non modifié et modifié avec sable d'oued et sable de dune	134
Figure IV.65 : Variation du module d'élasticité "E" des bétons prismes à base des sables de carrière non modifiés et modifiés avec sable d'oued et sable de dune	135
Figure IV.66 : Comparaison entre résistance à la compression cubiques (R_c) et prismatiques (R_{pr}) des bétons à base des sables de carrière non modifiés et modifiés avec sable d'oued et sable de dune	135
Figure V.1 : Schématisation de la méthode de vibration et vibration sous compression pour la mesure de la compacité confinée	141
Figure V.2 : Valeur de la compacité Φ pour différent mode de mise en place	142
Figure V.3 : Variation de l'indice de serrage K en fonction de la compacité Φ	142
Figure V.4 : Variation de la compacité Φ en fonction du pourcentage des grains	143
Figure V.5 : Compacité expérimentale des classes élémentaires en fonction de la taille des grains	143
Figure V.6 : Fonctionnement du logiciel Béton Lab Pro 3	144
Figure V.7 : Résultats numériques et expérimentaux de l'affaissement pour les sables non modifiés (E/C=0.6)	145

Figure V.8 : Résultats numériques et expérimentaux de la résistance à la compression pour les sables non modifiés ($E/C=0.5$)	146
Figure V.9: Résultats numériques et expérimentaux de la résistance à la traction pour les sables non modifiés ($E/C=0.5$)	146
Figure V.10 : Résultats numériques et expérimentaux de la résistance à la compression pour les sables non modifiés ($E/C=0.6$)	147
Figure V.11 : Résultats numériques et expérimentaux de la résistance à la traction pour les sables non modifiés ($E/C=0.6$)	147
Figure V.12 : Résultats numériques et expérimentaux de l'affaissement pour les sables modifiés avec du sable d'oued ($E/C=0.6$)	149
Figure V.13 : Résultats numériques et expérimentaux de l'affaissement pour les sables modifiés avec du sable de dune ($E/C=0.6$)	150
Figure V.14 : Résultats numériques et expérimentaux de la résistance à la compression pour les sables modifiés avec du sable d'oued ($E/C=0.5$)	151
Figure V.15 : Résultats numériques et expérimentaux de la résistance à la compression pour les sables modifiés avec du sable de dune ($E/C=0.5$)	151
Figure V.16 : Résultats numériques et expérimentaux de la résistance à la compression pour les sables modifiés avec du sable d'oued ($E/C=0.6$)	152
Figure V.17 : Résultats numériques et expérimentaux de la résistance à la compression pour les sables modifiés avec du sable de dune ($E/C=0.6$)	152
Figure V.18 : Résultats expérimentaux de l'affaissement pour les sables modifiés avec sable d'oued ou du sable de dune et additions ($E/C=0.6$)	154
Figure V.19 : Résultats numériques de l'affaissement pour les sables modifiés avec sable d'oued ou du sable de dune et additions ($E/C=0.6$)	155
Figure V.20 : Résultats numériques et expérimentaux du sable SA pour les sables modifiés avec sable d'oued ou du sable de dune et additions minérales ($E/C=0.6$)	156
Figure V.21 : Résultats numériques et expérimentaux du sable SB pour les sables modifiés avec sable d'oued ou du sable de dune et additions minérales ($E/C=0.6$)	156
Figure V.22 : Résultats numériques et expérimentaux du sable SC pour les sables modifiés avec sable d'oued ou du sable de dune et additions minérales ($E/C=0.6$)	157
Figure V.23 : Résultats numériques et expérimentaux du sable SD1 pour les sables modifiés avec sable d'oued ou du sable de dune et additions minérales ($E/C=0.6$)	157
Figure V.24 : Résultats numériques et expérimentaux du sable SD2 pour les sables modifiés avec sable d'oued ou du sable de dune et additions minérales ($E/C=0.6$)	157
Figure V. 25 : Régression linéaire de l'affaissement de tous les sables de carrière modifiés et non modifiés et avec additions minérales	159

Figure V. 26 : Régression linéaire de la résistance à la compression de tous les sables de carrière modifiés et non modifiés et avec additions minérales	160
Figure C.1 : Différents paramètres d'entrées pour le gravier (8/16)	188
Figure C.2 : Courbe granulométrique du gravier (8/16)	189
Figure C.3 : Différents paramètres d'entrées pour le gravier (16/25)	189
Figure C.4 : Courbe granulométrique du gravier (16/25)	190
Figure C.5 : Différents paramètres d'entrées pour l'un des sables utilisés	190
Figure C.6 : Courbe granulométrique de l'un des sables utilisés	191
Figure C.7 : Différents paramètres d'entrées pour le ciment utilisé	191
Figure C.8 : Classe et masse volumique du ciment utilisé	192
Figure C.9 : Exemple de simulation d'une formulation	192

LISTE DES PHOTOS

Photo I.1 : Convoyeurs à bandes	21
Photo I.2 : Engins roulants	21
Photo I.3 : Opération de concassage	24
Photo I.4 : Aires de stockage	26
Photo III.1 : Différents dispositifs employés pour le calcul de la consistance, du temps de prise et de la finesse (Vicat à gauche, Blaine à droite)	63
Photo III.2 : Procédure de quartage et de tamisage	64
Photo III.3 : Appareil de los Angeles	65
Photo III.4 : Laboratoire de-Ain Touta (à gauche : diffractomètre Rayon X, à droite : filtres des sables étudiés)	66
Photo III.5 : Localisations de la carrière SA (Ain Touta)	67
Photo III.6 : Localisations de la carrière SB (Biskra)	67
Photo III.7 : Localisations de la carrière SC (Constantine, El Khroub)	67
Photo III.8 : Localisations de la carrière SD1 ET SD2 (Biskra)	68
Photo III.9 : Localisations du bassin ST (Sable d'Oued de Biskra)	68
Photo III.10 : Localisations du bassin SU (Sable de dune)	69
Photo III.11 : Gisement de sable de d'une SU	69
Photo III.12 : Procédure de calcul de l'équivalent de sable	71
Photo III.13 : Broyeur utilisé au laboratoire de l'Université de Biskra	77
Photos III.14 : Malaxeur et moules utilisés pendant les essais	80
Photos III.15 : Eprouvettes et bassin de conservation	80
Photos III.16 : Essai réel d'affaissement au cône d'Abrams	81
Photos III.17 : Table à secousses utilisée lors des essais	82
Photo III.18 : Dispositif de mesure de la compacité des bétons	83
Photos III.19 : Machine d'essai de compression utilisé	84
Photo III.20 : Eprouvettes cubiques (10x10x10) cm ³ après écrasement	84
Photo III.21 : Machine d'essai de flexion utilisé	85
Photo III.22 : Eprouvettes prismatiques(10x10x40)cm ³ avant et après écrasement	86
Photo III.23 : Machine et dispositif d'essai de traction par fendage	87
Photo III.24 : Eprouvettes cylindriques après écrasement	87

Photos III.25 : Dispositif pour le calcul des déformations longitudinales et transversales	88
Photo III.26 : Mesure du retrait et du gonflement	90
Photo III.27 : Enceinte climatique (conservation pour le cycle gel/dégel)	90
Photos III.28 : Programmation de l'enceinte climatique	91
Photos III.29 : Conservation des éprouvettes exposées à des milieux agressifs	92
Photo IV.1 : Etat des éprouvettes après l'effet cyclique du gel/dégel	116
Photo IV.2 : Etat des éprouvettes après immersion dans Na ₂ SO ₄	117
Photo IV.3 : Etat des éprouvettes après immersion dans Hcl	118

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 : Désignation des différents types de ciment en fonction de leur composition	7
Tableau I.2 : Les principaux concasseurs utilisés	22
Tableau I.3 : Forme des granulats	27
Tableau III.1 : Composition chimique du ciment	62
Tableau III.2 : Composition minéralogique du ciment (Bogue)	62
Tableau III.3 : Caractéristiques complémentaire du ciment	62
Tableau III.4 : Caractéristiques physiques du ciment	62
Tableau III.5 : Résistances mécaniques du ciment	62
Tableau III.6 : Composition chimique des graviers	63
Tableau III.7 : Masses volumiques apparentes et absolues des graviers	64
Tableau III.8 : Composition chimique des sables utilisés	66
Tableau III.9 : Equivalent de sable des sables utilisés	71
Tableau III.10 : Teneur en fines et module de finesse des sables utilisés	72
Tableau III.11 : Teneur en eau des sables utilisés	73
Tableau III.12 : Masses volumiques apparentes et absolues des sables utilisés	74
Tableau III.13 : Absorption d'eau des granulats utilisés	74
Tableau III.14 : Coefficient de forme des différents sables utilisés	76
Tableau III.15 : Composition chimique des additions minérales	77
Tableau III.16 : Caractéristiques physiques des additions minérales	77
Tableau III.17 : Composition chimique de l'eau	77
Tableau III.18 : Appréciation de la consistance fonction de l'affaissement au cône	82
Tableau III.19 : Classe d'agressivité des milieux agressifs	91
Tableau IV.1 : Variation de l'affaissement des bétons étudiés	109
Tableau V.1 : Valeur de l'indice de serrage K en fonction des différents procédés de remplissage	140
Tableau A.1 : Valeur des constantes de l'équation de Mezghiche	175
Tableau A.2 : Valeur de la masse volumique de l'eau (ρ_e)	175

Tableau A.3 : Valeurs des différentes pesées	176
Tableau A.4 : Analyse granulométrique du sable non modifié (100 % SA)	177
Tableau A.5 : Analyse granulométrique du sable SA modifié avec sable d'oued (80 % SA + 20 % ST)	177
Tableau A.6 : Analyse granulométrique du sable SA modifié avec sable de dune (90 % SA +10 % SU)	177
Tableau A.7 : Analyse granulométrique du sable non modifié (100 % SB)	178
Tableau A.8 : Analyse granulométrique du sable SB modifié avec sable d'oued (80 % SB + 20 % ST)	178
Tableau A.9 : Analyse granulométrique du sable SB modifié avec sable de dune (90 % SB + 10 % SU)	178
Tableau A.10 : Analyse granulométrique du sable non modifié (100 % SC)	179
Tableau A.11 : Analyse granulométrique du sable SC modifié avec sable d'oued (80 % SC +20 %ST)	179
Tableau A.12 : Analyse granulométrique du sable SC modifié avec sable de dune (90 %SC+10 % SU)	179
Tableau A.13: Analyse granulométrique du sable non modifié (100 % SD1)	180
Tableau A.14: Analyse granulométrique du sable SD1 modifié avec sable d'oued (80%SD1+20%ST)	180
Tableau A.15: Analyse granulométrique du sable SD1 modifié avec sable de dune (90%SD1+10%SU)	180
Tableau A.16: Analyse granulométrique du sable non modifié (100 % SD2)	181
Tableau A.17: Analyse granulométrique du sable SD2 modifié avec sable d'oued (80% SD2+20% ST)	181
Tableau A.18: Analyse granulométrique du sable SD2 modifié avec sable de dune (90%SD2+10%SU)	181
Tableau A.19 : Analyse granulométrique du sable non modifié (100 % ST)	182
Tableau A.20 : Analyse granulométrique du sable non modifié (100 % SU)	183
Tableau A.21 : Analyse granulométrique du gravier (8/16)	184
Tableau A.22 : Analyse granulométrique du gravier (16/25)	184
Tableau B.1 : Composition des mélanges des bétons avec différents sables concassés non modifiés et pour différents rapport E/C	185
Tableau B.2 : Composition des mélanges des bétons avec différents sables concassés modifiés avec du sable d'oued et pour différents rapport E/C	185

Tableau B.3 : Composition des mélanges des bétons avec différents sables concassés modifiés avec du sable de dune et pour différents rapport E/C	185
Tableau B.4 : Composition des mélanges des bétons avec différents sables concassés non modifiés et avec 10 % d'additions minérales (E/C =0.6)	186
Tableau B.5 : Composition des mélanges des bétons avec différents sables concassés modifiés avec du sable d'oued et avec 10 % d'additions minérales (E/C =0.6)	186
Tableau B.6 : Composition des mélanges des bétons avec différents sables concassés modifiés avec du sable de dune et avec 10 % d'additions minérales (E/C =0.6)	186
Tableau B.7 : Composition des mélanges des bétons avec différents sables concassés non modifiés et avec 15 % d'additions minérales (E/C =0.6)	186
Tableau B.8 : Composition des mélanges des bétons avec différents sables concassés modifiés avec du sable d'oued et avec 15 % d'additions minérales (E/C =0.6)	187
Tableau B.9 : Composition des mélanges des bétons avec différents sables concassés modifiés avec du sable de dune et avec 15 % d'additions minérales (E/C =0.6)	187

INTRODUCTION GÉNÉRALE

La demande croissante envers l'utilisation des granulats s'est accentuée ces dernières années vu les progrès que connaît le domaine du génie civil.

Cette demande a ouvert de nouvelles perspectives pour une dynamique internationale envers l'utilisation des sables de carrière (sable concassé), qui étaient rarement utilisés en raison du taux élevé en fines qu'ils contiennent. Pour cela les normes européennes (EN- 206) ainsi que Algériennes (NA455) ont été révisées afin d'augmenter le taux de fines admissible [1]. Le ministère algérien de l'habitat et de l'urbanisme en collaboration avec le Centre national d'études et de recherches intégrées du bâtiment / C.N.E.I.B recommande de ne pas dépasser un taux de fines de 18 % pour les bétons hydrauliques de classe inférieure à 20 MPa et 15 % pour des bétons de classe comprise entre 20 et 35 MPa enfin un taux de 12 % pour un béton de classe supérieure à 35 MPa.

En Algérie, la production annuelle est estimée à 68 millions de tonnes produites annuellement par près de 200 carrières. Malheureusement, plus de 16 millions de tonnes sont considérés impropres à l'utilisation comme sable de construction. La plupart, des carrières produisant des sables à forte teneur en particule fine (>25 %) se localise dans l'Est Algérien.

De plus, les stations de concassage ne sont pas équipées d'installation permettant de maîtriser la teneur en fines quand systématiquement la fragmentation de roches engendre une production de particules de taille $< 100 \mu\text{m}$ [2].

Ainsi, à l'heure où la préservation de l'environnement est devenue une exigence, refuser l'utilisation des sables de carrière à cause de leur forte teneur en fine n'est pas vraiment réaliste. Par conséquent, plusieurs questions se posent.

La plupart des études ont été faites sur un ou deux sables de concassage il n'existe pas ce jour une étude comparative faite sur plusieurs types de sable de concassage de différente source minéralogique, ce qui engendre une démarche différente pour aborder le sujet.

Par conséquent, est-ce qu'une grande teneur en fines signifie-t-elle forcément que le sable est inutilisable ? Pourrait-t-elle avoir un effet bénéfique ? Un sable avec une faible teneur en fines donne-t-il forcément de meilleures performances qu'un autre sable ?

Est-ce que la teneur en fines est le paramètre le plus important à prendre en considération dans le choix des sables ?

Est-ce que la substitution du sable de carrière par du sable d'oued ou du sable de dune est-t-elle vraiment une solution afin de remédier aux problèmes rencontrés avec les sables de carrière (teneur en fines, distribution granulaire, nature minéralogique) ?

Enfin, l'ajout d'additions minérales dans le béton à base de différent sable de carrière pourra-t-elle donner le mélange qui permettra d'avoir des performances optimales?

Notre travail de recherche a pour objectif de contribuer à apporter des solutions concrètes aux problèmes des particules fines dans les sables de carrière. Un programme expérimental a été établi dans le but d'obtenir des résultats qui traduisent et améliore l'état de connaissance sur ce sujet. D'abord, on a procédé à la caractérisation des différents matériaux entrant dans la composition des différents mélanges de béton. On a utilisé cinq variantes de sable de carrière sans modification (état naturel) afin d'étudier leurs effets sur les performances et le comportement à l'état frais et durci des bétons.

D'autre part, notre travail s'est intéressé à l'amélioration des propriétés rhéologiques et mécaniques des bétons à base de sable de carrière par leur substitution par du sable d'oued ou sable de dune, ou encore par l'utilisation des additions minérales (Pouzzolane, laitier).

En fin à l'issue de cette étude, nous avons tenté de faire une étude comparative entre les résultats expérimentaux obtenus en laboratoire et les résultats numériques obtenus par le logiciel "Béton Lab Pro 3".

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

Le premier chapitre : constitue une mise au point sur les notions générales relatives aux concepts utilisés tout au long du mémoire, du point de vue caractéristiques, propriétés des matériaux de base.

Le deuxième chapitre : traite une synthèse bibliographique détaillée sur l'utilisation des sables de carrière, et leurs effets sur le comportement à l'état frais et durci des bétons.

Le troisième chapitre : décrira la composition 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. Enfin, nous listerons les différents mélanges étudiés.

Le quatrième chapitre : sera consacré principalement à mettre en évidence l'effet de l'influence des cinq sables de carrière de différentes origines sur les performances des bétons et sur l'effet de la substitution des sables de carrière par du sable de dune ou sable d'oued. Les résultats provenant de l'utilisation des additions minérales seront aussi traités. Toutes les données seront commentées et feront l'objet d'une interprétation.

Le cinquième chapitre : présentera la comparaison des résultats obtenus à l'issue de l'étude expérimentale et les résultats numériques issus du logiciel "Béton Lab Pro 3", du point de vue affaissement et résistance à la compression.

Au terme de cette thèse, nous tirerons les conclusions et nous suggérerons les voies qui nous semblent possibles, pour le développement futur.

CHAPITRE I : GENERALITES ET ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

I.1 INTRODUCTION :

Né avec le XXe siècle le béton est un matériau relativement jeune qui a connu ces vingt dernières années d'importantes avancées, qui lui ont permis de diversifier les utilisations auxquelles il était jusque-là destiné tant en termes de conception que de mise en œuvre et d'esthétisme. Il est devenu un matériau de modernité et d'innovation. Il a notamment profité des progrès de la chimie et parallèlement au développement de ses techniques de production [1].

Au fil des années, l'étendue des performances des bétons physiques, mécaniques et esthétiques s'élargit sans cesse. Les caractéristiques du béton ont progressé pour répondre aux demandes des concepteurs afin d'avoir des résistances toujours plus importantes, des exigences de durabilité plus fortes, des contraintes de mise en œuvre (maîtrise de la rhéologie, maniabilité, etc.), ainsi qu'à de nouvelles exigences environnementales (épuiement des ressources naturelles, ré-exploitation des déchets de démolitions, etc.).

En effet, la demande sans cesse croissante sur les granulats et l'exploitation anarchique a provoqué un épuiement rapide des ressources naturelles (sable de rivière ou d'oued). Surtout que les sables issus de pierre concassée ne sont pas suffisamment exploités.

Les carrières génèrent des milliers de tonnes de sable rarement utilisé dans la fabrication des mortiers et bétons et ceux à cause de leurs taux élevés en particules fines (plus de 30 %), qui peut avoir des effets défavorables sur les propriétés du béton frais et durci. Surtout que le sable est un élément essentiel entrant dans la composition du béton, son utilisation permet d'assurer une continuité granulaire nécessaire entre le ciment et le gravier pour une meilleure cohésion du béton [2].

C'est cette polémique collective envers l'épuiement des ressources naturelles qui fait de l'utilisation de sable de carrière un sujet d'actualité. Des programmes de recherches ont vu le jour envers l'amélioration de l'utilisation des sables de carrière dans la confection des mortiers et bétons.

D'autre part, ces matériaux sont très évolutifs et complexes. Ils subissent lors de leur préparation de grandes transformations physico-chimiques et structurales (réactions d'hydratation du ciment) et ces transformations se suivent, avec une cinétique qui décline au cours du temps, tout au long de leur vie (vieillessement ou maturation) et qui peut affecter la durabilité et conduire à la dégradation de ce dernier [1,3].

Il est donc indispensable de maîtriser parfaitement tous les paramètres pour comprendre le comportement expérimental ou "in situ" du béton ; et ce, à partir de leur fabrication dans le but d'établir, dans la suite de notre travail, des relations pertinentes entre ces propriétés et le comportement des bétons.

L'objectif de cette synthèse bibliographique (Chapitre 1 et 2) est de passer en revue les connaissances actuelles sur les propriétés physico-chimiques et microstructurales propres des matériaux constituant le béton. Des données bibliographiques spécifiques concernant le sable de concassage seront traitées, avec une présentation de certains résultats de recherches, en Algérie et à l'étranger, relatifs à la valorisation de ce sable comme substitution au sable alluvionnaire ou du sable de dune dans la fabrication du béton.

I.2 LE BETON HYDRAULIQUE :

Le béton est actuellement l'un des matériaux de construction les plus utilisés à travers le monde (7 milliards de m³ sont consommés chaque année dans le monde soit 1 m³ /personne). Il répond au mieux aux différentes contraintes et exigences imposées aux bâtiments et aux ouvrages de génie civil : stabilité mécanique, étanchéité, tenue au feu, isolation acoustique et thermique, durabilité, aspect de surface, et bien entendu respect de l'environnement [1].

Le béton est un matériau composite hétérogène poreux, composé de minéraux (Figure I.1), tels que (en volume) : le ciment (7 à 14%), granulats « les sables, les gravillons » (entre 60 et 78 %), eau (14 à 22 %), Air (1 à 6 %) et éventuellement des additions minérales, et des adjuvants (< à 5%) pour lui donner sa plasticité à l'état frais et lui permettre d'acquérir à l'état durci les caractéristiques physico-chimiques recherchées [3].

En outre, il représente l'un des systèmes les plus complexes parmi les matériaux manufacturés du point de vue comportement, et cela, malgré la simplicité de sa fabrication et de sa mise en place, ainsi que son faible coût de revient.

D'autre part, le comportement du béton est lié à la variété des constituants et à leur nature : ciment, granulats, adjuvants, additions, ainsi qu'aux différents rapports entre les constituants (Eau/Ciment).

De ce fait, la maîtrise de ces paramètres est requise, et ce, à partir de leur fabrication dans le but de comprendre et interpréter au mieux les résultats expérimentaux.

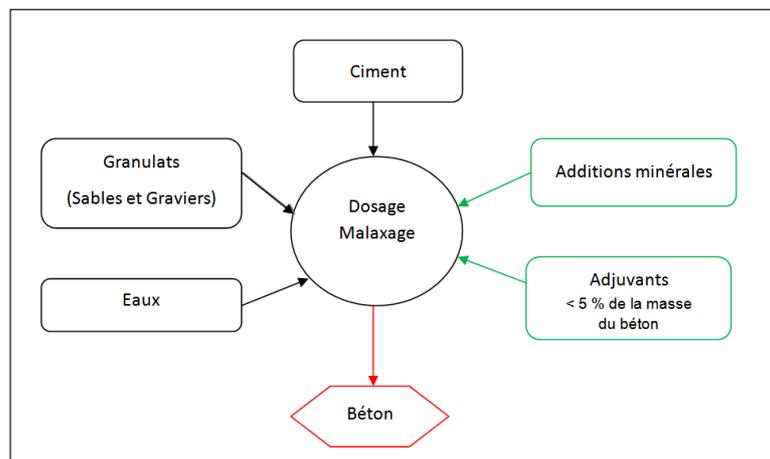


Figure I.1 : Représentation de la composition du béton

I.3. LES COMPOSANTS :

I.3.1 Le Ciment :

Le ciment est un liant hydraulique qui se présente sous forme d'un matériau minéral finement moulu. Il réagit avec l'eau en donnant une pâte qui durcit progressivement. Après durcissement, cette pâte conserve sa résistance mécanique et sa stabilité, même sous l'eau.

Matière première du béton, le ciment est un matériau universel et indispensable vu qu'il est intimement lié au béton. Utilisé pour la construction des bâtiments, il participe à la mise en œuvre d'infrastructures dans les villes et les campagnes : écoles, hôpitaux, maisons individuelles. De leur qualité dépendent la durabilité et la performance des différents ouvrages ainsi réalisés [3].

Selon certaines études, la fabrication d'une tonne de ciment génère environ une tonne de CO₂. Il est responsable d'environ 5% des émissions de gaz sur la planète. Cette situation doit être prise au sérieux, car le béton est appelé à jouer un rôle de plus en plus important dans le développement et le maintien de l'activité humaine [3].

I.3.1.1 Étapes de fabrication du ciment :

La fabrication des ciments nécessite un savoir-faire, pour la maîtrise des outils et des techniques de production vu la complexité de leur utilisation, cependant elle peut se résumer en cinq étapes :

I.3.1.1.1 Extraction et préparation des matières premières :

Les matières premières sont généralement extraites en présence d'artificiers par havage à l'explosif des parois rocheuses d'une carrière. Ces matières sont conduites à un atelier de concassage afin d'être triées et broyées finement (24 à 40 mm). Les blocs sont ensuite acheminés par une bande transporteuse vers le hall de pré-homogénéisation où la matière est disposée en couches horizontales superposées puis reprise verticalement.

La matière première peut varier d'une cimenterie à une autre, en fonction de la qualité du gisement exploité, la composition du cru reste dans des proportions bien définies [3]:

- Carbonate de calcium (CaCO₃) de 77 à 83 %
- Silice (SiO₂): de 13 à 14%
- Alumine (Al₂O₃): de 2 à 4%
- Oxyde ferrique (Fe₂O₃) de 1.5 à 3 %

I.3.1.1.2 Le séchage et le broyage :

Pour obtenir une matière première dosée idéalement, le cru doit être séché et broyé très finement, puis très soigneusement échantillonné afin d'avoir toujours exactement la même composition et cela pour produire des ciments ayant des qualités constantes [3].

I.3.1.1.3 Obtention du clinker :

Le cru est cuit dans un four rotatif où les flammes atteignent 2000°C, portant ainsi la matière à environ 1450°C. Il existe trois méthodes de cuisson, de la plus ancienne à la plus récente [3,4]:

- La voie humide : le cru est transformé en pâte liquide avant la cuisson. Cela implique une grande consommation d'énergie et d'eau. Cette méthode a été abandonnée progressivement dans les années 1970-1980.

- La voie semi-humide : le cru est préalablement transformé en granules de 10 à 20mm avant d'être préchauffé et cuit.

- La voie sèche : le cru est préchauffé directement sous forme pulvérulente, puis cuit. Cette dernière méthode est maintenant la plus courante.

A la sortie du four, le clinker est brusquement refroidi par un refroidisseur à grille permettant de le ramener à une température d'environ 100°C.

I.3.1.1.4 Obtention du ciment :

Le clinker doit être finement broyé dans des broyeurs à boulets, c'est également lors de cette étape que l'on ajoute au clinker du gypse qui est indispensable à la régulation de prise du ciment (3 à 5%). D'autres constituants secondaires peuvent être ajoutés afin de créer différents types de ciments tels que : le laitier granulé de haut fourneau, cendres volantes, pouzzolanes, tiffe, etc.

I.3.1.1.5 Conditionnement en sac ou en vrac :

Après sa fabrication, le ciment est sous sa forme définitive, il est acheminé vers des silos de stockage puis expédié vers les lieux de consommation. La figure I.2 montre les étapes de fabrication du ciment.

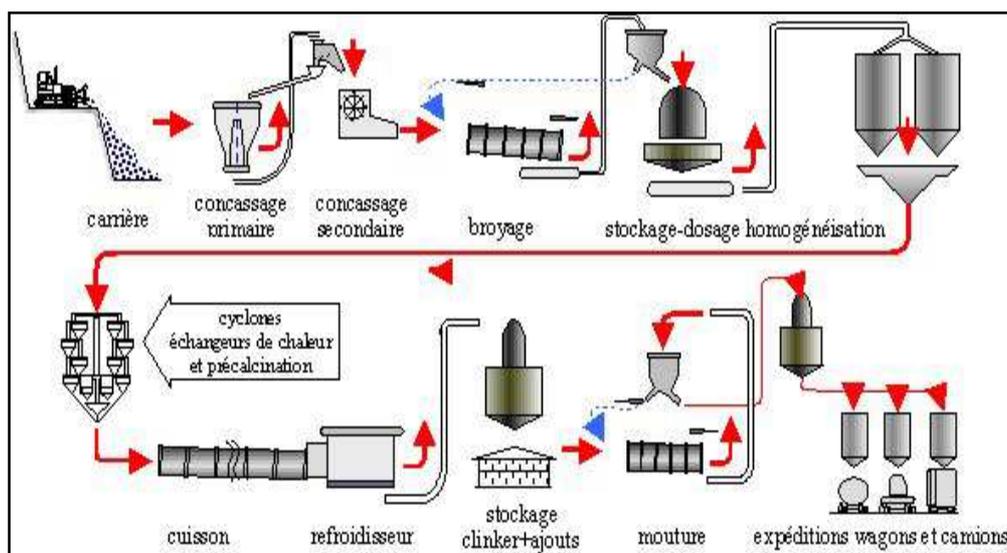


Figure I.2 : Fabrication du ciment [4]

I.3.1.2 Classification des ciments :

Les ciments sont constitués de clinker et d'autres constituants secondaires. Ils sont, classés selon les normes [NF P15-301], en fonction de leur composition en cinq types principaux (Tableau I.1).

D'autres classes sont associées au ciment en fonction de leur résistance à jeune âge ou leur résistance normale.

Tableau I.1 : Désignation des différents types de ciment en fonction de leur composition [4]

	Ciment Portland	Ciment Portland composé		Ciment De haut fourneau			Ciment pouzzolanique		Ciment au Laitier et aux cendres	
	CPA-CEM I	CPJ-CEM II/A	CPJ-CEM II/B	CHF-CEM III/A	CHF-CEM III/B	CHF-CEM III/C	CPZ-CEM IV/A	CPZ-CEM IV/B	CLC-CEM V/A	CLC-CEM V/B
Clinker (K)	/95 %	/80% ≤94%	/65% ≤79%	/35% ≤64%	/20% ≤34%	/5% ≤19%	/65% ≤90%	/45% ≤64%	/40% ≤64%	/20% ≤39%
Laitier (S)	*	6%≤	21%≤	/36% ≤65%	/66% ≤80%	/81% ≤95%			/18% ≤30%	/31% ≤50%
Pouzzolanes (Z)	*	TOTAL	TOTAL	*	*	*	10%≤	36%≤	*	*
Cendre siliceuses (V)	*			≤20%	≤35%	*	*	*	total	total
Fumée de silice (D)	*	(Fumée)	(Fumée)	*	*	*	(Fumée ≤10%)	(Fumée ≤10%)	*	*
Cendre calcaïques (W)	*	De	De	*	*	*	*	*	*	*
Schistes (T)	*	Silice	Silice	*	*	*	*	*	*	*
Calcaires (L)	*			≤10%)	≤10%)	*	*	*	*	*
Fillers (F)	*			*	*	*	*	*	*	*

I.3.1.3 Constituants du ciment Portland :

Le ciment résulte du broyage d'un certain nombre de constituants. Le plus important étant le clinker qui a toujours les mêmes oxydes : silice(SiO₂), d'alumine (Al₂O₃), chaux (CaO), Ferrite (Fe₂O₃). Dans la zone de clinkérisation du four, ces éléments (SiO₂, CaO , Al₂O₃ et Fe₂O₃) se combinent pour donner les constituants minéraux suivants [2] :

- Les silicates tricalciques « C₃S » : 3CaO.SiO₂ (Alite)
 - Les silicates bicalciques « C₂S » : 2CaO.SiO₂ (Belite)
 - Les aluminates tricalciques « C₃A » : 3CaO.Al₂O₃
 - Les aluminoferrites tétracalciques « C₄AF » : 4CaO .Al₂O₃ .Fe₂O₃ (Célite)
- Autre : (Sulfates, Alcalins, impuretés,.....)

Les silicates bicalciques C₂S constituent (50-65%) de la masse du ciment, tandis que les silicates tricalciques C₃S constituent (15-20%), pour ce qui est des aluminates tricalciques C₃A, et des aluminoferrites tétracalciques C₄AF, ils constituent à eux deux (15 à 20%) de la masse du ciment [5].

I.3.1.4 Hydratation du ciment Portland :

Le ciment est un liant hydraulique qui donne lorsqu'il se combine à l'eau, des hydrates stables qui lui confèrent une résistance mécanique. La réaction chimique d'hydratation du ciment regroupe la totalité des réactions entre le ciment et l'eau dès le début du gâchage et qui se poursuivent dans le temps, pendant plusieurs mois [6].

Les mécanismes fondamentaux de l'hydratation du ciment ont été mis en lumière dès la fin du 19^{ème} siècle par Henri LE CHATELIER (1887). Il a notamment décrit trois étapes relatives à la prise du ciment [5] :

- La dissolution des constituants du ciment dans l'eau.
- La formation de solutions sursaturées par rapport aux différents hydrates.
- La précipitation et la cristallisation de ces hydrates dans les vides intergranulaires.

Plus récemment, Biyun Wang et al. [7] ont utilisé une procédure de résonance magnétique nucléaire (RMN) pour étudier la cinétique de l'épuisement de l'eau lors de l'hydratation du ciment. Une comparaison a été faite entre les résultats recueillis par des techniques classiques (aiguille de Vicat et le contrôle de la température) et la simulation numérique pour démontrer la capacité des outils de RMN.

Il a été démontré que l'amplitude du signal RMN est en accord avec l'épuisement de l'eau comme en témoignent la simulation numérique et les données antérieures des autres recherches. En outre, ces RMN permettent de prévoir le comportement de la matrice dès le plus jeune âge.

I.3.1.4.1 Evolution de l'hydratation du ciment :

L'hydratation du ciment engendre un dégagement de chaleur, qui peut être mesuré par calorimétrie. Ce dégagement de chaleur permet de suivre le processus d'hydratation.

Neville et Brooks [8] ont présenté une courbe de l'évolution du dégagement de chaleur lors de l'hydratation du ciment en fonction du temps (Figure I.3). Cette courbe présente trois parties qui sont :

- La période dormante
- Le début de prise
- La fin de prise (durcissement)

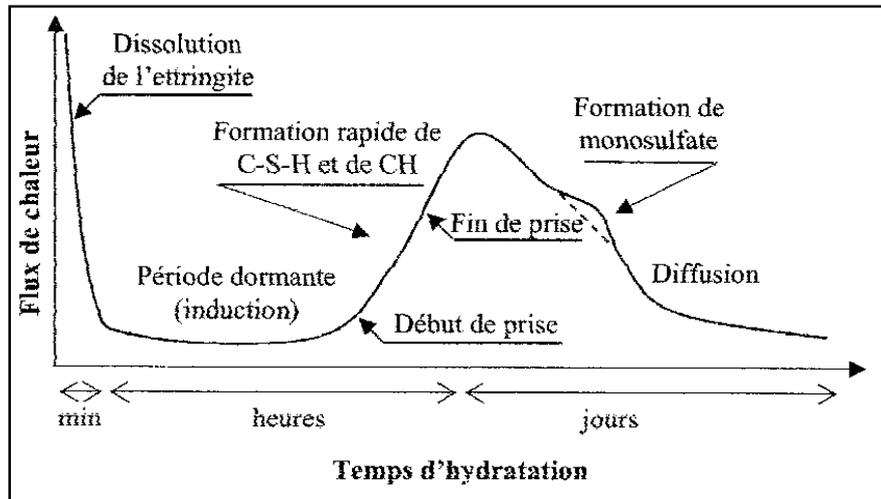


Figure I.3 : Dégagement de chaleur lors de l'hydratation du ciment en fonction du temps [8]

a) La période dormante :

Durant cette période le dégagement de la chaleur est relativement faible. Au cours de cette période des ions de $\text{Ca}^{+2}\text{OH}^{-}$ sont libérés ceci va augmenter le pH de la solution ce qui va engendrer un ralentissement dans la dissolution des constituants.

Cette période est précédée d'un pic de courte durée au cours duquel il y aura le début de la formation des C-S-H. Cette période est relativement importante, car dans une construction le béton doit être coulé au cours de cette phase.

b) Le début de prise :

Le début de prise correspond au moment où on observe une augmentation de la viscosité, ou raidissement de la pâte. Durant cette période le dégagement de la chaleur s'accroît à cause du début des activités chimiques. Le second pic atteint son maximum (pour un ciment ordinaire à 20°C) après 9 à 10 heures. Durant cette phase il y aura une saturation de la portlandite qui sera suivie par des mécanismes de dissolution et de nucléation, permettant la formation des hydrates (C-S-H) et des phases cristallines (ettringite, portlandite).

Les hydrates formés commencent à s'enchevêtrer et permettent alors la formation d'un solide rigide.

Il faut signaler que la portlandite a une morphologie hexagonale prismatique. Elle participe peu au développement de la résistance du ciment. De plus, la présence de la portlandite peut présenter un risque pour la durabilité du béton, car elle est fortement soluble et susceptible à l'attaque d'acide et de sulfate [3].

c) Fin de prise et durcissement :

C'est la période pendant laquelle se poursuit l'hydratation du ciment. Cette phase peut durer pendant des mois, au cours desquels les résistances mécaniques continuent à augmenter.

Les mécanismes qui réagissent en cours d'hydratation du ciment au-delà de la première journée ne sont pas encore bien clarifiés vu qu'ils varient beaucoup en fonction du type de ciment [9].

De ce fait, pour comprendre au mieux les changements chimiques et physiques qui se déroulent lors de l'hydratation du ciment et faire un lien avec sa prise et le développement des résistances, il faut s'intéresser aux composants du clinker. Ce dernier, se compose d'un mélange de différents constituants anhydres. Donc, il est essentiel d'étudier séparément les réactions des silicates et des aluminates.

La figure I.4 présente une simplification du mécanisme d'hydratation des grains de ciment.

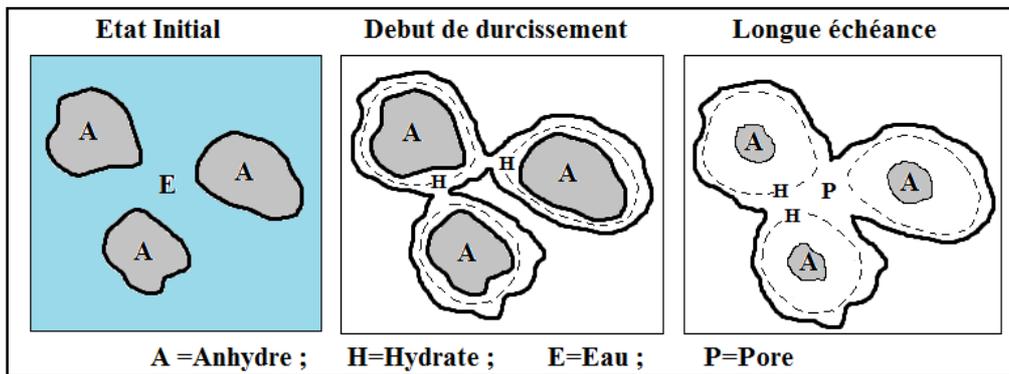


Figure I.4 : Simplification du mécanisme d'hydratation des grains de ciment

I.3.1.4.2 Hydratation des phases silicates :

I.3.1.4.2.1 Hydratation du silicate tricalcique C_3S :

Garrault-Gauffinet [10] a effectué plusieurs travaux qui ont porté sur l'hydratation du silicate tricalcique C_3S . Il a démontré que l'hydratation du C_3S joue un rôle important dans la prise et le durcissement de la pâte du ciment et que cette dernière est décrite en deux étapes, comme le montre la figure I.5.

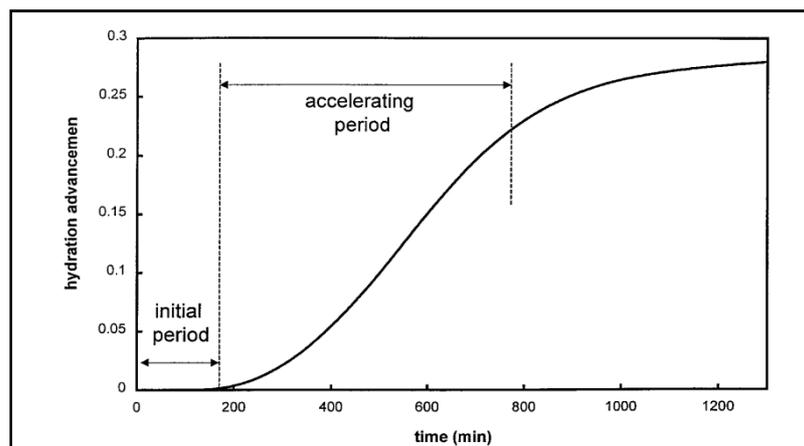
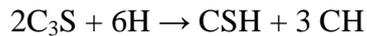


Figure I.5 : Variation de la cinétique d'hydratation du silicate tricalcique en fonction du temps [10]

a) La période initiale:

Lors du gâchage, le C_3S se dissout superficiellement en libérant des ions calcium, hydroxydes et silicates. La solution devient rapidement sursaturée en silicate de calcium hydraté C-S-H qui occupe 60 à 70% du volume de solide d'une pâte de ciment. Il faut noter que l'hydroxyde de calcium CH (ou Portlandite) est l'autre composant principal dans l'hydratation des silicates tricalciques. Il occupe entre 20 à 25% du volume des solides de la pâte de ciment complètement hydratée [3].

La réaction du C_3S avec de l'eau est la suivante:



Le CSH représente le $3CaO.2SiO_2.3H_2O$ (Silicate de calcium hydraté) et le CH représente le $Ca(OH)_2$ (Portlandite).

Durant cette période, la consommation d'eau reste faible donc la pâte reste fluide et maniable et le pH atteint des valeurs de l'ordre de 12.8 [5].

Scrivener et Nonat [9] ont expliqué le ralentissement de la réaction initiale du C_3S par les variations de la concentration en solution, et non pas par la faible sursaturation autour des grains qui vont retarder la réaction, comme il a été mentionné plusieurs fois dans la littérature.

b) La période d'hydratation accélérée :

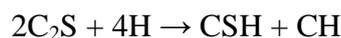
Pendant cette période, le ciment fait prise, c'est alors qu'il va acquérir différentes propriétés (stabilité de volume, durabilité) et cela est principalement dû à la formation d'une grande quantité de C-S-H [6]. Ces derniers se combinent aux cristaux de portlandite remplissant les pores. Le matériau se densifie et devient solide.

L'hydratation totale du C_3S peut prendre entre plusieurs mois et/ou bien plusieurs années et cela tant que l'eau demeure dans les pores capillaires de la pâte durcie.

Il faut souligner que la réaction du C_3S est grandement influencée par les évolutions thermiques, la taille des cristaux et leur distribution, le polymorphisme et les défauts de réseaux [6].

I.3.1.4.2.2 Hydratation du silicate bicalcique C_2S :

L'hydratation du silicate bicalcique a montré des résultats semblables à ceux de l'hydratation du silicate tricalcique C_3S . Elle a donné des C-S-H semblables avec une certaine différence dans la microstructure, et une hydratation plus lente et une teneur en portlandite plus faible [5,6]. La réaction est donnée par:



Selon les recherches, l'hydratation de C_2S produirait plus de 82% de gel de CSH et seulement 18% de CH. Il s'est avéré qu'une quantité plus élevée de C_2S dans le ciment donnerait plus de résistance à jeune âge. Cependant, une quantité de C_3S est nécessaire, étant donné que sa vitesse de réaction est plus élevée [3].

Nicoleau et al. [11] ont expliqué que la dissolution cinétique des silicates tricalciques et des silicates bicalciques est un processus dynamique où les pores varient selon la composition de la solution et des surfaces en contact avec de l'eau.

I.3.1.4.2.3 Hydratations des phases d'aluminate :

a) Hydratation de l'aluminate tricalcique (C₃A) :

Le comportement rhéologique du ciment est influencé en fonction de l'hydratation des aluminates tricalciques C₃A, sachant que l'hydratation de ces dernières est considérablement affectée par la présence du gypse (CaSO₄ 2H₂O). L'incorporation du gypse est la cause principale de la prise rapide ou non des ciments Portland, respectivement.

En effet, lorsque la quantité de gypse présente dans le ciment est insuffisante, la réaction de C₃A avec de l'eau est très violente et rapide et mène au raidissement immédiat de la pâte. Cette réaction est connue sous le nom de prise rapide [6].

Alexandra Quennoz et Scrivener [12] ont démontré que cette accélération de prise a été attribuée à l'interaction du gypse avec des ions aluminium présents dans C₃A.

De ce fait, pour prévenir ce phénomène et contrôler la prise du ciment, le gypse est broyé avec le clinker (3 à 5% en poids) pour donner le ciment Portland.

La réaction des C₃A peut être retardée par la présence de sulfates (plus de 10 % CSA), comme il a été démontré par Le Saoût et al. [13] qui ont étudié l'effet des additions minérales de calcium sulfoaluminates (CSA) sur le mécanisme d'hydratation du ciment Portland. Ils ont constaté que l'incorporation de (CSA) augmente la quantité d'ettringite ce qui va engendrer une forte augmentation du retrait chimique.

La réaction de l'aluminate tricalcique (C₃A) est donnée par l'équation suivante:



Alexandra Quennoz et Scrivener [12] ont abouti au fait que cette réaction à trois pics exothermiques attribuables à la réaction du C₃A et du gypse :

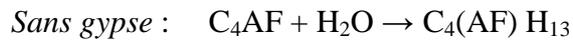
- *Le premier pic* : correspond à la dissolution du C₃A lorsque les ions sulfates sont épuisés. Ce qui engendre la formation de l'ettringite.
- *Le second pic* : correspond à la formation du calcium mono-sulfoaluminate.
- *Le troisième pic* : n'a pas pu être attribué à une réaction spécifique sauf au rapport alite/C₃A.

b) Hydratation de l'aluminoferrite de calcium (C₄AF) :

L'hydratation du C₄AF est semblable à celle du C₃A. Cependant, la réaction du C₄AF est beaucoup plus lente que celle du C₃A.

Le C₄AF représente entre 5 et 10% de la composition du ciment Portland. Les formes C₆A₂F et C₄AF sont les plus couramment rencontrées dans le ciment [3].

L'hydratation du C_4AF n'est toujours pas totalement élucidée et souvent ignorée dans les publications portant sur l'hydratation des ciments. Les réactions mises en jeu lors de l'hydratation sont les suivantes [6] :



c) *Autres composants mineurs* :

La présence d'impuretés dans le clinker peut survenir (Na_2O , MgO , CaO_2 , K_2O , SO_3 ...) de ce fait aucun clinker ne peut se trouver à l'état pur.

En effet, l'extraction des matières premières des roches n'est pas souvent une opération sans risques. Ces impuretés peuvent venir aussi des équipements et parfois des réfractaires.

De ce fait, ces composants mineurs peuvent interagir sur le processus d'hydratation du ciment.

I.3.1.5 Propriétés du ciment au cours du durcissement :

La prise et le durcissement du ciment ou du béton engendrent une évolution continue de différentes propriétés :

I.3.1.5.1 Le temps de prise [Norme NF P 18-362] :

Le contrôle du temps de prise est indispensable pour des bétons de qualité. Une prise qui se fait trop tôt risque de créer une obturation des gaines. Tandis, qu'une prise qui se fait trop tard risque de créer une exsudation [4].

La croissance de cette caractéristique (temps de prise) est fortement influée par le cadre environnemental (température, humidité, ect). La figure I.6 montre l'influence de la température sur la prise des ciments.

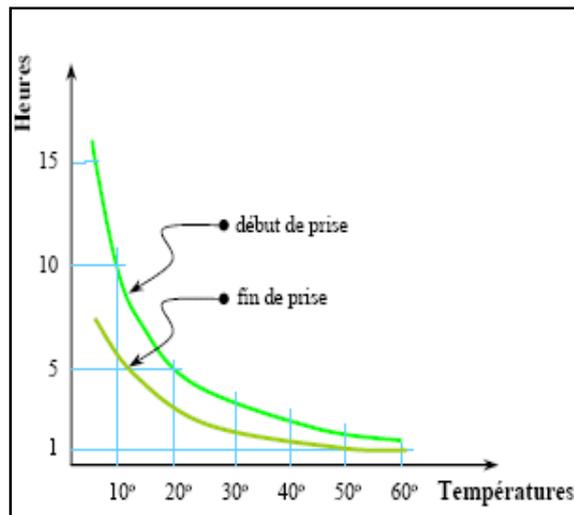


Figure I.6 : Influence de la température sur la prise des ciments [4]

I.3.1.5.2 Consistance et fluidité [Norme NF P 18-358] :

La consistance de la pâte de ciment est plus ou moins liée à sa fluidité. Ces deux caractéristiques évoluent en fonction du temps. Généralement les pâtes de ciment entrant dans la composition des mortiers ou des bétons ont des consistances maîtrisées. Un coulis trop épais mettra plus de temps pour se mettre en place. Un coulis trop fluide risque de ségréguer (ressuage important) [4].

La fluidité et la consistance dite "consistance normalisée" peuvent être déterminées consécutivement par:

- Le cône de Marsh
- Appareil de « Vicat »

I.3.1.5.3 Stabilité [Norme NF P 18-359] :

La stabilité d'un coulis de ciment est connue après la mesure de la quantité d'eau qui apparaît à la surface du coulis, qui a été mis à l'abri de toute évaporation.

La quantité d'eau exsudée à la surface du coulis ne devra pas être supérieure à 2 % du volume de coulis. Cette eau devra, être complètement réabsorbée dans les 24 h [4].

Il faut noter que l'état du produit fini ne dépend pas seulement des propriétés du ciment, mais aussi des autres composants du solide et de leurs rapports (granulats, adjuvants, additions minérales, eau).

De ce fait, afin de contrôler ces propriétés mécaniques, il faut s'intéresser aux réactions, aux qualités et aux quantités des composants (sable, ciment, granulats, addition) à incorporer dans le mélange.

I.3.2 Les granulats pour béton :

Les granulats constituent une matière première indispensable au bâtiment et au génie civil, sans lesquelles la réalisation des ouvrages serait aujourd'hui impossible.

Selon la définition normalisée [XP-P 18-540], les granulats sont un ensemble de grains de dimensions comprises entre 0 et 125 mm, auxquels s'ajoutent les enrochements de dimensions supérieures à 125 mm mais de masses inférieures ou égales à 15 t [14].

Les granulats sont classés en fonction de leurs granularités (distribution dimensionnelle des grains) qui est déterminée par analyse granulométrique à l'aide des tamis [15].

En outre selon la norme en vigueur [XP-P 18-540], ils sont désignés par leur plus petite dimensions "d" et plus grandes dimensions "D". L'intervalle "d/D" est appelé classe granulaire. Cette désignation admet que les éléments puissent être retenus sur un tamis à mailles carrées d'ouverture "D" (tamis D), et que d'autres puissent passer au travers du tamis "d", dans les limites normalisées permises.

On distingue selon la norme [XP-P 18-540] les familles de granulats suivantes :

- fillers 0/D où $D < 2$ mm avec au moins 70 % de passant à 0.063 mm ;
- sablons 0/D où $D \leq 1$ mm avec moins de 70 % de passant à 0.063 mm ;
- sables 0/D où $1 < D \leq 6.3$ mm ;
- graves 0/D où $D > 6.3$ mm ;
- gravillons d/D où $d \geq 1$ mm et $D \leq 125$ mm ;
- ballasts d/D où $d \geq 25$ mm et $D \leq 50$ mm.

L'utilisation des granulats dans les bétons a pour objectif d'améliorer la résistance de la matrice cimentaire et de diminuer la quantité du liant.

En effet, cette synergie donne aux granulats la capacité d'influencer les paramètres rhéologiques et les performances mécaniques, des mortiers et des bétons. Leurs distributions granulométriques, densité, ténacité, forme et surface, affectent les propriétés des mortiers et des bétons à l'état frais et durci.

De plus, les granulats utilisés dans les travaux en génie civil doivent répondre à des impératifs de qualité et des caractéristiques propres pour chaque usage. Ils doivent notamment satisfaire la condition de propreté, particulièrement importante pour les sables où la teneur en fines argileuses est strictement limitée.

D'autre part, les granulats présentent des caractéristiques très différentes selon leur origine, étant donné que chaque roche possède des caractéristiques spécifiques en termes de composition minéralogique, de propriétés physico-chimiques et de résistance mécanique. Ces caractéristiques influant sur celles du béton, il importe de bien les connaître et de veiller au respect des spécifications réglementaire.

Enfin, les granulats les plus courants pour la fabrication des mortiers et des bétons sont élaborés à partir de roches d'origine alluvionnaire (granulats roulés ou semi-concassés) ou à partir de roches massives (granulats concassés) [15].

I.3.2.1 Différents types de granulats :

On peut distinguer les granulats naturels, les granulats artificiels, et éventuellement les granulats recyclés.

I.3.2.1.1 Les granulats naturels issus de roches meubles (alluvionnaires, dit roulés) :

Ces granulats tapissent normalement le fond des vallées, ils proviennent des dépôts au fond du lit des oueds, rivières et fleuves. La forme dite roulée a été acquise par l'érosion.

Tous ces matériaux, roulés par l'érosion, ont différentes grosseurs et des angles arrondis qui facilitent leur glissement, ce qui est un avantage pour le compactage du béton, mais un inconvénient pour une fondation de route [16].

Les granulats sont lavés après sélection, car ils contiennent un pourcentage élevé de sel inorganique des chlorures, des sulfates et autres impuretés. Les chlorures et les

sulfates affectent la résistance et la durabilité du béton réduisant ainsi la vie de la structure [17].

Il faut souligner que les granulats alluvionnaires occupent une place prépondérante dans le marché des granulats. De plus, la facilité d'extraction, en fait logiquement une ressource couramment exploitée.

De ce fait, dans certaines régions de pays industrialisés, ces matériaux ont été surexploités et les réserves tendent aujourd'hui à s'épuiser [18].

D'autres matériaux alluvionnaires sont également extraits en mer. Ces gisements renferment principalement des sables, de compositions et de granularités très variées (de sables quartzeux, aux sables coquilliers). Les réserves en granulats marins sont considérables, mais leur exploitation intensive pose des problèmes écologiques, économiques et techniques [14].

I.3.2.1.2 Les granulats naturels issus de roches massives (granulats concassés) :

Les granulats issus de roches massives sont appelés granulats concassés. Ils n'ont subi aucune transformation autre que mécanique (concassage, broyage, criblage, lavage), ce qui leur donne des formes angulaires. D'autre part, les bancs de sable issus du concassage contiennent parfois des impuretés. De ce fait, la défillérisation et le lavage sont indispensables à l'obtention de granulats quasi uniforme et propres.

Les granulats concassés présentent des caractéristiques qui dépendent d'un grand nombre de paramètres [16] :

- origine de la roche
- régularité du banc
- degré de concassage

La sélection de ce type de granulat devra être faite avec soin.

Enfin, les granulats concassés sont issus généralement de deux familles de roches massives : les roches massives éruptives et les roches massives sédimentaires.

a) Roches massives éruptives :

L'origine de ces roches résulte du refroidissement d'un magma (granites, diorites, basaltes,...), ou de la transformation des roches plus superficielles sous l'effet d'une élévation de la température ou de phénomènes multiples et complexes (roches métamorphiques : quartzites,...) [14, 18].

Ces roches, d'aspect massif sont dures et difficile à travailler, leur extraction et concassage (réduction granulométrique) nécessite l'emploi de moyens importants.

De ce fait l'exploitation de ces matériaux est moins répandue que les granulats alluvionnaires, malgré qu'ils conviennent bien à la confection des bétons hydrauliques vu leurs excellentes performances.

b) Roches massives sédimentaires :

Les roches massives sédimentaires se sont formées à la surface des continents et au fond des océans [14]. Elles englobent notamment les roches siliceuses, les roches de calcaires, et les roches carbonatées (accumulation de débris de coquilles ou de coraux). Ces roches se distinguent des précédentes par leurs conditions de gisement et à leur difficulté d'accès vu leur répartition géographique.

Ainsi, il s'agit donc aussi d'une ressource moins répandue que les granulats alluvionnaires

I.3.2.1.3 Granulats artificiels :

Les granulats artificiels sont soit d'origine minérale résultant d'un procédé industriel (transformations thermiques ou autre) ou soit fabriqué en vue d'obtenir un produit particulier.

a) Sous-produits industriels :

Les plus employés sont le laitier cristallisé concassé et le laitier granulé de haut fourneau, ils peuvent être utilisés dans le bâtiment ou dans les bétons routiers.

Selon les normes [NF P18-302] et [NF P18-306] le laitier cristallisé et granulé sont des roches artificielles obtenues par refroidissement hydrique du laitier de haut fourneau.

La masse volumique apparente est supérieure à 1250 kg/m^3 pour le laitier cristallisé concassé, 800 kg/m^3 pour le granulé.

Il existe d'autres sous-produits industriels notamment miniers (schistes houillers, etc.), voire des mâchefers qui sont des cendres fondues extraites des fourneaux industriels alimentés au charbon [16].

b) Produits fabriqués :

La gamme des granulats s'est considérablement étendue ; à côté des granulats courants, des granulats fabriqués spécialement sont apparus pour des usages spécifiques. Malgré le coût élevé de leur fabrication les avantages qu'ils procurent : la résistance, la légèreté, et leurs caractéristiques isolantes compensent cela.

❖ **Granulats à hautes caractéristiques :**

Il s'agit de granulats très durs élaborés spécifiquement pour répondre à certains emplois, notamment pour renforcer la résistance des sols soumis à une forte usure: sols industriels, routes à grande circulation (granulats ferreux, Carborundum...) ou granulats réfractaires (à faible coefficient de dilatation thermique) [16,19].

❖ **Granulats allégés par expansion ou frittage :**

Les plus usuels sont le laitier expansé qui est élaboré à partir du refroidissement du laitier à l'air [NF P 18-307] et l'argile ou le schiste expansé qui sont obtenus par cuisson d'argile ou de schiste au four rotatif à une température supérieure à 1000 °C [NF P 18-309]. D'une masse volumique variable entre 400 et 800 kg/m^3 selon le type et la granularité, ils permettent de réaliser aussi bien des bétons de structure que des bétons présentant une bonne isolation thermique.

D'autre part, le gain de poids est intéressant puisque les bétons réalisés ont une masse volumique comprise entre 1200 et 2000 kg/m³ [19].

Ces granulats possèdent des caractéristiques de résistance, d'isolation et de poids très intéressants. Ils sont très répandus dans de nombreux pays cependant ils n'ont pas eu le même développement en Algérie malgré la présence de grande ressource naturelle.

Enfin, ils existent d'autres types de granulats : granulats de couleur pour les bétons apparents, granulats très légers qui sont d'origine aussi bien végétale et organique que minérale (bois, polystyrène expansé). Ils permettent de réaliser des bétons d'isolation ou des blocs de remplissage. Leur masse volumique est généralement comprise entre 300 et 600 kg/m³[19].

I.3.2.1.4 Granulats recyclés :

Ce sont essentiellement des granulats obtenus par recyclage de béton issu de la démolition. En effet ces granulats ont différentes applications dans le domaine du génie civil notamment dans la construction routière et dans l'élaboration de bétons pour différents édifices.

De plus, la politique actuellement menée en matière d'environnement favorise leur emploi en vue de la réduction de la consommation des matières premières et le respect des règles environnementales.

D'autre part, l'élaboration des granulats recyclés est réalisée dans des installations fixes ou mobiles qui comprennent les mêmes grandes phases d'élaboration que les installations pour les granulats naturels (concassage, criblage et éventuellement lavage). Un prétraitement spécifique doit cependant être exécuté. Il consiste à réaliser le cisailage des ferrailles et la réduction des plus gros éléments [20].

Par ailleurs, toutes les études menées sur les granulats recyclés montrent que les performances des granulats recyclés sont plus faibles que celle des granulats naturels (masse volumique, résistance, absorption d'eau importante).

De ce fait pour permettre l'emploi de granulats recyclés il faut les caractériser par de nombreux essais afin de spécifier les performances des produits à utiliser. Par exemple : la norme [NF EN 933-11] traite les essais de classification des gravillons recyclés selon leur composition et la norme [NF EN 1744-6] qui traite l'influence de ces granulats recyclés, sur le temps de prise initial du ciment.

Il faut souligner aussi que les normes actuelles prennent en compte l'emploi de granulats d'origine naturelle et ne prévoient pas suffisamment l'emploi de granulats recyclés [15].

I.3.2.2 Procédure de fabrication des granulats :

Les granulats proviennent de l'exploitation des gisements naturels qu'ils soient d'origine alluvionnaire ou marine, ou issue de concassage des roches massives

(calcaires ou éruptives). Leur nature, leur forme et leurs caractéristiques varient en fonction des gisements et des techniques de production [15].

En outre, quelque soit le type de granulats, leurs productions peuvent se décomposer en trois opérations: l'extraction, le traitement, le chargement et le transport.

I.3.2.2.1 L'extraction:

I.3.2.2.1.1 Granulats alluvionnaires :

Les granulats alluvionnaires sont issus de l'érosion par les eaux de : rivières, fleuves, oued des différentes roches.

De ce fait, il existe deux méthodes principales d'extraction reposant sur la présence ou non d'eau au sein du gisement.

En premier lieu lorsque le gisement à exploiter se situe au-dessus de la nappe phréatique (Figure I.7). L'extraction s'effectue directement à la surface du gisement à l'aide d'engins de travaux publics (pelleteuse ou chargeurs) [19].

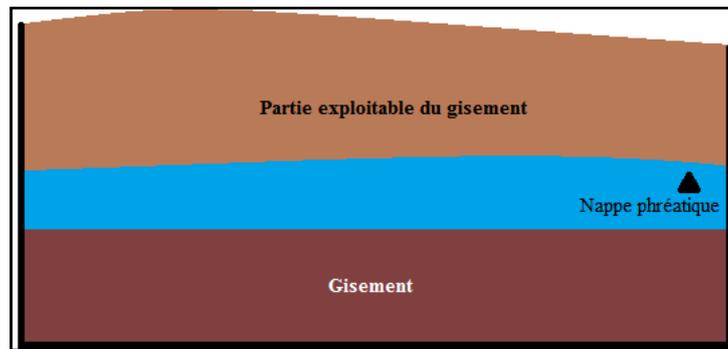


Figure I.7 : Gisement au-dessus de la nappe phréatique

En second lieu, lorsqu'une partie du gisement est située sous le niveau d'eau (Figure I.8), dans ce cas l'extraction se fait à l'aide d'engins qui peuvent s'adapter à la situation : dragues à godets, drague à benne, dragues suceuses, drague à pelle [19].

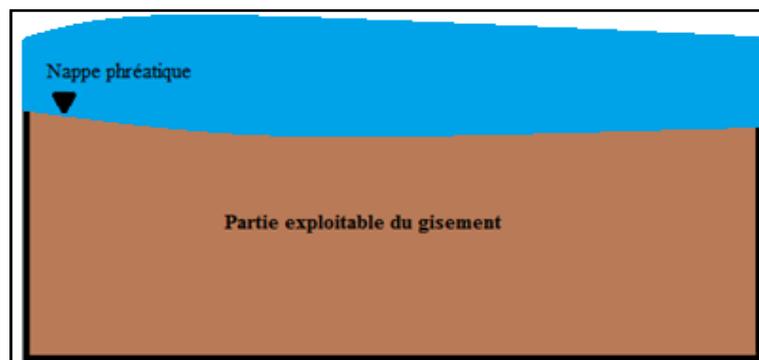


Figure I.8 : Gisement sous la nappe phréatique

I.3.2.2.1.2 Granulats concassés :

a) la découverte :

La roche saine (exploitable) d'un site ne peut être accessible qu'après décapage de la couche de terre végétale et des roches altérées (Figure I.9). Ces deux derniers seront stockés sous forme de merlon, pour être réutilisés lors du réaménagement du site [19].

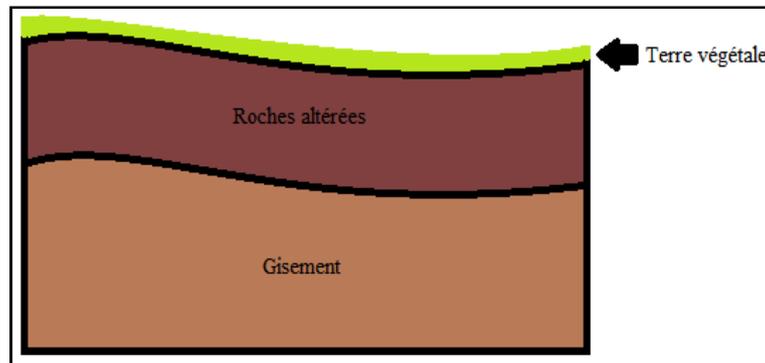


Figure I.9 : Localisation de la roche exploitable

b) l'abattage :

L'abattage consiste à défragmenter la matière première par l'utilisation d'explosifs. Les tirs de mine provoquent l'abattage d'une grande quantité de matériaux éclatés, dont la taille pouvant dépasser 1 mètre dans leur plus grande dimension.

Le montant des fines générées au cours de l'abattage peut être aussi élevé que 20 % [21].

L'opération d'abattage se fait en trois étapes :

- Implantation et forage des trous: des forages sont effectués minutieusement dans les roches massives et dans le diamètre varie en fonction du volume à abattre.
- Chargement d'explosif : les explosifs sont chargés par des artificiers dans les forages méthodiquement.
- Tir : la réduction dimensionnelle se fait dans cette dernière étape. Il est exécuté de façon limitée vu les nuisances (nuisances sonores, vibrations et projections) qu'il engendre.

I.3.2.2.2 Le chargement et le transport :

Cette opération intermédiaire entre l'extraction et le traitement doit se faire de la meilleure façon qui soit pour des optimisations économiques (réduction de la distance entre l'installation d'extraction et l'installation de traitement).

Le transfert des matériaux (tout-venant), qu'ils soient concassés ou alluvionnaires, peut s'effectuer par des convoyeurs à bandes (Photo I.1), ou au moyen d'engins roulants (Photo I.2).



Photo I.1 : Convoyeurs à bandes [23]



Photo I.2 : Engins roulants [23]

D'autre part, le transport des matériaux alluvionnaire dans le cas des exploitations immergées, peut s'étendre à d'autres moyens tels que l'emploi de bateaux ou de barges. L'utilisation couplée de plusieurs moyens de transport s'avère très souvent la solution la plus efficace [18].

I.3.2.2.3 Le traitement :

Les granulats sont produits au cours de cette dernière étape à partir de roches ou d'alluvions extrait et ayant des caractéristiques physiques et chimiques normalisées.

Le traitement s'effectue au sein de la carrière, par des installations automatisées et contrôlées, et s'étale sur 5 phases :

- L'élimination des impuretés
- Le concassage / broyage
- Le criblage
- Le lavage
- Le stockage et expédition

I.3.2.2.3.1 L'élimination des impuretés :

Cette opération consiste à éliminer les matériaux terreux qui sont collés à la surface des grains à l'aide d'un pré-cribleur vibrant (tamisage), ou dans certains cas un pré-lavage.

Les matériaux traités sont ensuite pré-stockés près du poste primaire, afin d'assurer l'approvisionnement de l'installation pour les étapes suivantes.

I.3.2.2.3.2 Le concassage / broyage :

Le concassage et le broyage sont des opérations mécaniques qui consistent à réduire la taille de la matière première. Ces opérations se font en plusieurs étapes, dans des appareils communément appelés concasseurs, afin d'obtenir une série de granulats. Cette phase est considérée comme étant un facteur clé dans la production réussie de sable et de graviers [22].

Le processus de concassage passe par différentes phases :

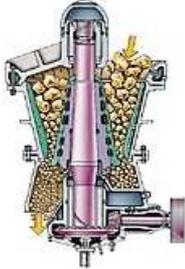
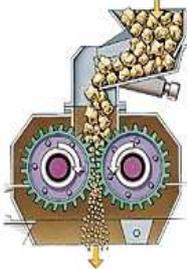
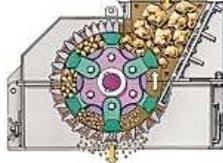
- Phase primaire : la roche extraite est fragmentée et passe de l'état de blocs à l'état de pierres (< 250 mm).
- Phase secondaire et phase tertiaire : au cours de ces étapes, les matériaux trop gros sont dirigés vers des concassages dits secondaire, puis tertiaire, où des matériaux de plus en plus fins sont obtenus (0/14mm).
- Phase quaternaire : Les blocs de roches massives, issus des tirs de mines, peuvent subir jusqu'à quatre phases de concassage et de broyage avant que les dimensions des granulats recherchés ne soient obtenues.

Une sélection des grains (pré-criblage), s'effectue entre chacun de ces concassages successifs afin de ne faire passer que les éléments inférieurs à la taille voulue entre les mailles.

Dans le cas des granulats alluvionnaires, le processus de concassage est rarement effectué. Sauf en cas de présence d'éléments de taille importante (galets, gros graviers) [18].

D'autres parts, chaque étape de concassage des granulats (primaire, secondaire, tertiaire voir quaternaire) passe par un concasseur. Les principaux types de concasseurs utilisés dans les carrières sont présentés dans le tableau I.2.

Tableau I.2 : Les principaux concasseurs utilisés [23]

	Concasseur à mâchoire	Concasseur giratoire	Concasseur à cylindre	Concasseur à percussion
Phénomène	Compression	Compression	Écrasement	Projection
Étape de concassage	Primaire	Primaire Secondaire Tertiaire	Secondaire Tertiaire Quaternaire	Secondaire Tertiaire Quaternaire
Illustration				

- **Concasseur à mâchoire** : Le matériau est comprimé entre une pièce broyante fixe et une pièce mobile.
- **Concasseurs giratoires (concasser a cône)** : Il se compose d'une large ouverture permettant d'accueillir les plus gros blocs. La base du cône se compose d'une pièce broyante, appelée "le cône", qui oscille à l'intérieur d'une pièce fixe appelée anneau de broyage ou "bol" [2].

- **Concasseurs à cylindre** : C'est un appareil constitué de deux pièces broyantes mobiles, tournant dans le même sens pour obtenir des éléments de granulométrie affinés.
- **Concasseur à percussion** : C'est un nouveau type de concasseurs. L'élément central de l'appareil tourne à très grande vitesse, tout en projetant les matériaux entre eux ou sur des enclumes.

❖ **Choix du type de concasseurs :**

Le choix de broyeurs est une opération délicate, elle dépend du type de roche qui doit être traitée et du produit final exigé. D'autre part, les concasseurs représentent un investissement important. La productivité de l'installation, et le prix du produit final en dépendent énormément. En outre, la qualité du produit est un paramètre de la plus haute importance.

En effet, la plupart des fines de carrière sont produites au cours du processus de concassage, et pré-criblage de la roche. Le pourcentage de fines augmente avec l'augmentation des d'étapes de concassage.

De plus, le broyeur utilisé contrôle aussi le montant des fines produites. À titre d'exemple : Les broyeurs à percussion ont tendance à produire 25 à 30 % plus de fines que les concasseurs de compression, tels que les concasseurs à mâchoires et concasseurs giratoires [21].

En fin, d'un point de vue énergétique et afin de satisfaire la demande, il faut souligner que l'obtention du sable de carrière nécessite plus de temps de broyage que les graviers. Il faut noter que la quantité d'énergie utilisée est proportionnelle à la taille des granulats; on consommera 1000 fois plus d'énergie pour obtenir des granulats de 1 cm que des granulats de 10 cm [21].



Photo I.3 : Opération de concassage (Biskra : 01/2013)

I.3.2.2.3.3 Le criblage :

C'est une sorte de tamisage, qui permet de sélectionner les grains, pour obtenir différentes classes de granularités normalisées (gravillons, sable). Le criblage s'effectue sur des grilles perforées (métalliques, caoutchouc, tissus synthétiques), communément appelées "cribles". Il existe des cribles vibrants inclinés et des cribles vibrants horizontaux.

Le criblage a généralement deux vocations dans la chaîne de production [21]:

- **Une vocation technique:** qui consiste à trier et orienter les granulats, vers des unités de broyage et de concassage. Cette vocation a pour but :
 - D'éliminer les particules inférieures à la taille voulue
 - D'éviter l'usure et la surcharge du concasseur par des particules non exploitables
 - D'augmenter le rendement du concasseur
 - De diminuer le cout énergétique
- **Une vocation de classement:** qui consiste à séparer les granulats suivant leur grosseur (criblage final). Il dépend de plusieurs paramètres :
 - La quantité des matériaux à cribler
 - La dimension du crible
 - L'amplitude et la vitesse de criblage
 - Le nombre de criblages des matériaux

I.3.2.2.3.4 Le lavage :

Le lavage vise à améliorer la propreté des matériaux (concassé ou alluvionnaire) afin d'avoir des matériaux "propres", qui sont réservés à la fabrication des bétons. En effet la présence de poussières, d'argiles ou de particules végétales, mélangées ou enrobant les granulats, peut les rendre impropres aux usages auxquels ils sont destinés. Car cela empêche leur adhérence avec les liants (ciments, chaux, laitier ou bitume).

D'autre part, et en fonction de l'importance et de la nature des particules, il existe différents niveaux de traitement. Ces traitements peuvent être [22] :

- Simple: Consiste en un rinçage rapide et cela, pour les matériaux faiblement argileux ou contenant des particules fines.
- Complexe: Consiste à faire plusieurs lavages successifs réalisés dans des postes de lavage. Ces derniers sont constitués d'appareils tels que : les débourbeurs, et cyclones laveur, et cela pour les matériaux très argileux.

Enfin, le lavage des matériaux utilise des quantités d'eau variables en fonction du degré de propreté recherché. Des installations de traitement ont vu le jour, afin de pouvoir procéder au recyclage des eaux de lavage. Ces installations fonctionnent en circuit fermé (pas de rejet vers le milieu naturel).

I.3.2.2.4 Stockage et expédition :

Une fois que les granulats ont été traités et triés selon leurs granulométries. Les produits obtenus ayant les caractéristiques voulues seront acheminés vers des aires de stockage (Photo I.4).

Enfin, selon la demande du client et des moyens existants, les produits stockés sont acheminés vers leur destination avec différents modes de transport.

D'autre part, la distance moyenne entre les carrières et les lieux de consommation a augmenté ces dernières années [18]. À titre d'exemple, un pays comme l'Algérie possède 197 unités d'extraction de granulats, dont 49 % qui se localisent majoritairement à l'Est du pays.

De ce fait, parfois le transport de ces matériaux revient particulièrement cher est ceci quand la plupart des unités de production sont localisées en un seul point (Est de l'Algérie).

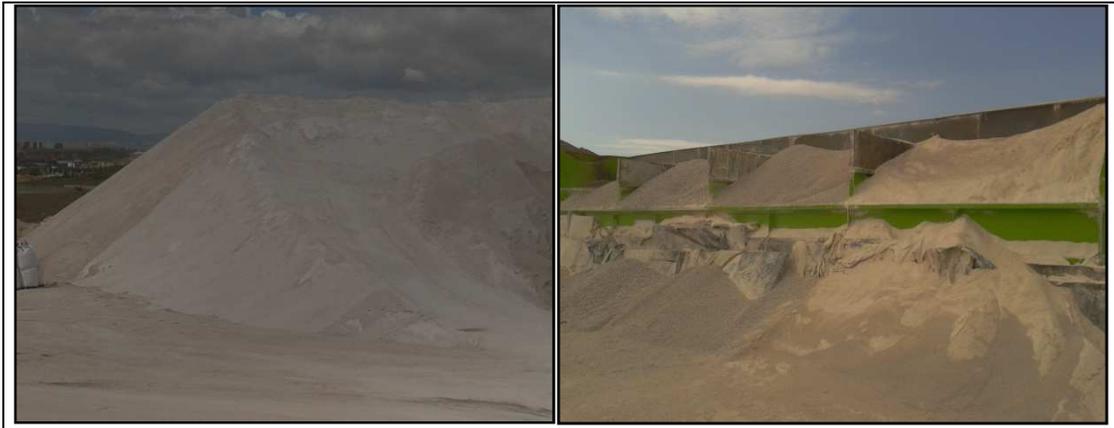


Photo I.4 : Aires de stockage (Biskra : 01/2013)

I.3.2.2.5 Suivi et contrôle de qualité :

Pendant toute la durée de production, une unité spécialisée, dont dispose toute carrière, procède au contrôle régulier par différents essais de la qualité et de la conformité des produits (granulométrie, forme, dureté, propreté...). Toute anomalie détectée par cette unité est directement envoyée à l'unité de production, qui doit faire des rectifications afin de rendre le produit apte à l'utilisation (augmentation ou réduction du débit de broyage, vérification des paramètres liés au criblage, vérification du processus de lavage des granulats) [18].

L'objectif de ces contrôles est de vérifier le respect des exigences en matière de santé, de sécurité, de traçabilité, de protection du consommateur et de l'environnement afin de pouvoir apposer le marquage CE « Conformité européenne » sur ces granulats [18].

I.3.2.3 Les caractéristiques principales des granulats :

I.3.2.3.1 Caractéristiques physiques et mécaniques :

I.3.2.3.1.1 Propreté des granulats :

Les granulats employés dans le béton doivent être propres.

En effet, ces impuretés perturbent l'hydratation du ciment et entraînent une mauvaise adhérence entre les granulats et la pâte, ce qui peut engendrer une baisse de résistance, mais elle peut aussi perturber la durabilité des matériaux.

La propreté des granulats est désignée par leur teneur en fines ou d'autres particules (les scories, les particules végétales...). Ces particules doivent avoir une valeur limitée.

Dans le cas des granulats alluvionnaires, la teneur en fines est donnée par le pourcentage de passant au tamis de 0.5 mm (tamisage effectué sous eau). Généralement la teneur en fines des granulats alluvionnaires est inférieure à 4% et la valeur de l'équivalent de sable (PS) est en moyenne supérieure à 85% [EN 933-8] [2].

En ce qui concerne les granulats issus de concassage, leur spécificité est qu'ils ont une importante teneur en fines (8 à 16%). Au-delà de ce pourcentage, les granulats

concassés sont impropres à l'utilisation et doivent être traités afin de réduire leur teneur en fines [1].

De ce fait, il faut souligner l'importance de la propreté des granulats dans la qualité du béton qui peuvent subir des détériorations que ce soit dans la mise en œuvre ou dans leurs performances finales. D'autres impuretés telles que les sulfates ou les sulfures peuvent être à l'origine de phénomènes du gonflement du béton [15].

I.3.2.3.1.2 Forme des granulats :

La forme d'un granulats est définie par trois grandeurs géométriques. Cette forme a beaucoup d'influence sur les propriétés des bétons, notamment sur [4]:

- La facilité de la mise en œuvre et le compactage du béton (faible angularité).
- La compacité du mélange, donc le volume des vides à remplir par le ciment.

Le tableau I.3 présente les formes des granulats généralement rencontrés.

Tableau I.3 : Les formes des granulats [4]

Cube, sphères	Trois dimensions à peu près égales (bonne compacité)
Plaquettes	Une dimension beaucoup plus petite que les deux autres (mauvaise compacité)
Aiguille	Une dimension beaucoup plus grande que les deux autres (très mauvaise compacité)

I.3.2.3.1.3 Coefficient d'aplatissement :

Le coefficient d'aplatissement caractérise la forme du granulats à partir de sa plus grande dimension et de son épaisseur [15]. De ce fait, ce coefficient est intimement lié à la forme des granulats. Car une mauvaise forme a une incidence sur la maniabilité et favorise la ségrégation.

D'autre part, l'accroissement de ce coefficient a pour effet de réduire la compacité d'un mélange. Un aplatissement élevé est particulièrement préjudiciable aux enduits superficiels qui subissent une perte d'adhérence [14].

I.3.2.3.1.4 Teneur en eau :

La teneur en eau intervient dans une large variété de disciplines scientifiques et techniques. Elle désigne la quantité d'eau contenue dans un échantillon de matière (dans notre cas les granulats). Elle s'exprime comme un rapport du poids d'eau contenu dans ce matériau au poids du même matériau sec (Eq. I.1).

$$W = \frac{E}{P_s} = \frac{P_h - P_s}{P_s} \quad (\text{Eq. I.1})$$

E : Poids d'eau dans le matériau ;

P_s Poids du matériau sec ;

P_h : Poids du matériau humide.

Généralement les granulats utilisés dans le béton contiennent dans leur état initial une certaine quantité d'eau variable selon les conditions de leur stockage.

De ce fait, la prise en compte de cette quantité d'eau dans la formulation des bétons devient primordiale. À titre d'exemple pour 1 m³ de bétons (2000 kg de granulats) la teneur en eau de ces granulats varie entre 20 à 30 litres [15].

Enfin, l'eau peut avoir plusieurs actions sur les granulats. Lorsque les vides d'un corps sont remplis d'eau, cela a un phénomène de destruction des matériaux poreux par le gel. La plupart des matériaux gonflent lorsque leur teneur en eau augmente et, inversement lorsqu'elle diminue (retrait) [4].

I.3.2.3.1.5 Coefficient d'absorption d'eau :

Le coefficient d'absorption d'eau « A_b » représente la capacité d'absorption d'eau d'un granulat. Plus il est élevé, plus le matériau est absorbant [15]. L'absorption d'eau des granulats varie selon leur nature. Elle peut varier de 0 à 30 % du poids sec pour les granulats légers [4].

La figure I.10 montre les divers cas qui peuvent se présenter lorsqu'un granulat est poreux et qu'il est, ou a été en contact avec de l'eau.

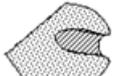
 SEC (dessiccation jusqu'à poids constant)	 NATURELLEMENT SEC (séchage naturel à l'air)	 SATURE SURFACE SECHE	 SATURE SURFACE HUMIDE
 PAS D'EAU DANS DES PORES	 UN PEU D'EAU DANS DES PORES	 PORES REMPLIS D'EAU SURFACE SECHE	 PORES REMPLIS D'EAU SURFACE HUMIDE
SI LES GRANULATS SONT POREUX, UNE PARTIE DE L'EAU DE GACHAGE EST ABSORBÉE PAR LES GRANULATS		PAS D'ÉCHANGE D'EAU ENTRE GRANULAT ET PÂTE DE CIMENT	
L'EAU À LA SURFACE DES GRANULATS DILUE LA PÂTE DE CIMENT ET DOIT ÊTRE COMPACTÉE COMME L'EAU DE GACHAGE			

Figure I.10 : Les différents états de granulat avec ou sans eau [4]

I.3.2.3.1.6 Porosité et compacité :

- La porosité représente le rapport du volume des vides au volume total des grains (Eq.I.2). La porosité des granulats courants est en général très faible.

- La compacité (ou taux de remplissage) est le taux d'occupation réel de l'espace. Elle est définie comme étant le rapport du volume des pleins au volume total (Eq.I.3).

$$p = \frac{\text{Volume des vides}}{\text{Volume total}} \quad (\text{Eq. I.2})$$

$$c = \frac{\text{Volume des pleins}}{\text{Volume total}} \quad (\text{Eq. I.3})$$

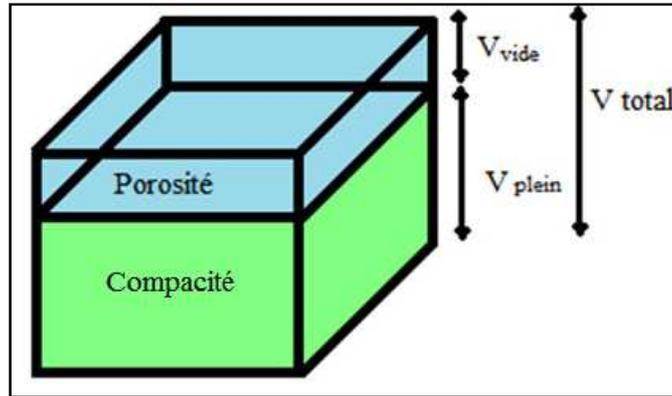


Figure I.11 : Schématisation de porosité et la compacité

La somme de la porosité et la compacité est alors égale à 1 :

$$p + c = \frac{\text{Volume des vides}}{\text{Volume total}} + \frac{\text{Volume des pleins}}{\text{Volume total}} = \frac{\text{Volume total}}{\text{Volume total}} = 1 \quad (\text{Eq. I.4})$$

I.3.2.3.1.7 Masse volumique et densité:

a) Apparente :

La masse volumique apparente correspond à l'unité de volume occupé par le granulat sec. Elle peut avoir une valeur différente suivant la valeur d'humidité et suivant l'état du matériau (compacté ou non compacté) [4]. Sa valeur varie entre 1 400 kg/m³ et 1 600 kg/m³ pour les granulats roulés silico-calcaires [16].

La densité apparente correspond au rapport de la masse apparente d'une unité de volume du matériau à la masse d'une même quantité d'eau distillée [4].

b) Absolue :

La masse volumique absolue du granulat est la masse d'un matériau, déduit de tous ces vides (vides entre les grains et vides à l'intérieur des grains). Sa valeur est plus élevée que la masse volumique apparente : de 2 500 à 2 600 kg/m³ pour les mêmes granulats roulés silico-calcaires [16].

La densité absolue (relative) est le rapport de la masse absolue d'une unité de volume du matériau à la masse du même volume d'eau distillée [4].

c) Réelle :

La masse volumique réelle d'un matériau est la masse par unité de volume de matière pleine (déduction seulement des vides entre les particules) [14].

La densité réelle est le rapport de la masse réelle d'une unité de volume du matériau sec dans l'air à la masse du même volume d'eau distillée [4].

I.3.2.3.1.8 Résistance à l'usure des gravillons [NF EN 1097-1] :

La résistance à l'usure des granulats est déterminée par l'essai « Micro-Deval » en présence d'eau. Le principe de cet essai est la détermination de la résistance à la fragmentation et à l'usure par chocs et frottements.

Cette résistance se caractérise par le coefficient « Micro-Deval : MDE » qui représente la proportion d'éléments fins produits pendant l'essai. Plus le coefficient "MDE" est faible, plus la résistance à l'usure des gravillons est élevée [15].

I.3.2.3.1.9 Résistance à la fragmentation des gravillons [NF P 18-573] :

La résistance à la fragmentation est déterminée par le coefficient de « Los Angeles ». Le principe de cet essai consiste à faire tourner les granulats dans un tambour fermé, contenant des boulets métalliques sur plusieurs cycles (broyage à sec).

Le coefficient de « Los Angeles » représente la proportion d'éléments fins produits au cours de l'essai. Plus le coefficient "LA" est faible, plus la résistance des gravillons est élevée [15]. Le coefficient "LA" peut aussi être calculé en fin d'essai à partir du passage au tamis (1.6 mm) [4].

I.3.2.3.1.10 Résistance au polissage des gravillons [NF EN 1097-8] :

La résistance au polissage se caractérise par le coefficient de polissage accéléré "CPA" des gravillons et cailloux utilisés dans les revêtements des routes. Plus ce coefficient est élevé plus la résistance au polissage est importante [14].

❖ Module de finesse :

Le module de finesse "MF" est spécifique aux granulats de dimension réduite (sable). Le module de finesse d'un sable caractérise sa granularité comme le 1/100e de la somme des refus en pourcentages, sur une série de tamis. C'est une caractéristique importante qui doit être vérifiée avec soin. Généralement un sable à béton doit avoir un module de finesse compris entre 2.2 et 2.8.

En dessous, de cet intervalle le sable contient beaucoup d'éléments fins (sable très fins), ce qui nécessite une augmentation du dosage en eau.

Au-dessus, de cet intervalle le sable manque de fines (sable grossier) et le béton perd de son ouvrabilité [16].

I.3.2.3.2 Caractéristiques chimiques :

I.3.2.3.2.1 Réactivités aux alcalins [XP P 18-594] :

Les granulats potentiellement réactifs "PR" engendrent avec le ciment la formation d'un produit de réaction amorphe silico-calco-alcalin. Ces granulats "PR" peuvent provoquer un gonflement du béton qui est préjudiciable à la durabilité des ouvrages en béton [15].

L'alcali-réaction est une réaction chimique entre les alcalins basiques dans les granulats et les alcalins qui proviennent du ciment [14].

Aucun essai européen n'existe à ce jour pour qualifier les granulats vis-à-vis de l'alcali-réaction. Cependant, les résultats des travaux suggèrent qu'avant tout essai, une étude pétrographique orientée vers l'alcali-réaction, doit être menée afin d'identifier les espèces pétrographiques susceptibles d'entraîner des désordres lors de leur incorporation dans le béton [16].

D'autre part, des études ont montré que la réactivité des granulats n'est pas forcément due aux granulats eux-mêmes, mais à la présence de particules telle que le quartz, ou la silice.

I.3.2.3.2 Teneur en ions chlorures :

Les chlorures modifient la cinétique d'hydratation du ciment et diminuent la résistibilité de la solution interstitielle. De plus, la vitesse de corrosion des armatures augmente, en présence des ions chlorures dans les granulats [16]. Les pénétrations des chlorures dépendent de :

- L'environnement de stockage
- Porosité des granulats

I.3.2.3.3 Teneur en soufre et en sulfate [XP P 18-581] :

Les granulats sont susceptibles de contenir de faibles pourcentages de sulfates et de sulfures.

En effet, les sulfures présents dans les granulats peuvent, en s'oxydant, se transformer en sulfates qui risquent d'engendrer un phénomène de gonflement.

D'autre part, leur présence perturbe les actions des adjuvants et la prise du ciment. De ce fait, pour se prémunir de ces phénomènes, la limitation de la teneur en soufre est nécessaire.

La teneur en sulfates (SO_3) doit être inférieure à 0.2 %, sous réserve que leur teneur en soufre total (S) n'excède pas 0.4 % en masse [15]. Ces teneurs sont généralement très élevées pour les granulats recyclés issus principalement de la déconstruction de bâtiments.

I.3.2.3.3 Choix des granulats et de la classe granulaire :

Choisir le type de granulats à utiliser est une étape importante qui nécessite de prendre en compte, les performances initiales des granulats et les performances attendues des matériaux à base de ces mêmes granulats.

Les caractéristiques mécaniques ne sont pas les seules à intervenir, à titre d'exemple les bétons issus des granulats concassés ont des meilleures performances que ceux avec des granulats alluvionnaires [2]. Par contre, pour les caractéristiques rhéologiques, les granulats alluvionnaires donnent de meilleures performances.

Le choix des granulats passe aussi le rapport gravillons/sable, qui se traduit par le facteur G/S qui doit rester inférieur à 2 [19].

Cependant, dans cette thèse on s'intéresse uniquement aux recherches menées sur les comportements, à l'état frais et durci, des bétons à base de sable concassé, et à la comparaison de leurs performances.

I.3.3 Eau de gâchage:

C'est un constituant nécessaire à la fabrication du béton. L'eau agit sur la réaction entre les constituants anhydres des ciments (formation de silicates de calcium hydratés C-S-H, portlandite, aluminates et sulfo-aluminates de calcium hydratés) et leur confère certaines de leurs caractéristiques à l'état frais (maniabilité, ouvrabilité) et à l'état durci (résistance mécanique, porosité, perméabilité et durabilité) [4].

I.3.3.1 Influence du dosage en eau :

L'eau de gâchage est l'un des paramètres principaux agissant sur les caractéristiques des bétons à l'état frais et à l'état durci [24]. Un excès, ou un sous dosage en eau peut compromettre la durée de vie d'un ouvrage. L'ajout d'eau non maîtrisé, qui peut se produire au cours de bétonnage, engendre différents phénomènes.

a) Résistance mécanique :

Le surdosage en eau engendre l'accroissement de la porosité du béton durci ce qui conduit à une baisse de la résistance mécanique.

b) Influence la durabilité :

La porosité conduit à une augmentation des cinétiques de pénétration d'agent agressif (risques de corrosion par carbonatation), des chlorures (risques de corrosion par action des chlorures), des sulfates et des alcalins (risques de réactions endogènes nécessitant un apport externe d'humidité) [24].

c) Ressuage :

Le ressuage peut entraîner la formation de fissures, étant donné qu'il est lié à un tassement progressif du squelette sous la pesanteur et à une remontée d'eau.

d) Ségrégation :

La présence d'un excès d'eau réduit les forces de cohésion du béton, qui devient alors plus sensible à toutes les sollicitations extérieures.

e) Retrait :

L'évaporation de l'eau excédentaire interne peut provoquer une réduction dimensionnelle (retrait). De ce fait, le dosage en eau du béton est un paramètre important et délicat.

Beygi et al. [25] ont étudié l'effet du rapport eau sur ciment (E/C) sur la résistance mécanique des bétons. Les résultats ont montré qu'une augmentation du rapport E/C de 0.35 à 0.7 engendre une augmentation de la ductilité et de la résistance de 78 %.

Hacene et al. [26] ont consacré aussi une partie de leur étude sur l'influence du rapport E/C (0.5, 0.55, 0.6, 0.65 et 0.7) sur les résistances mécaniques du béton normal. Les résultats ont montré que les valeurs les plus élevées de résistance ont été obtenues avec les rapports E/C : 0.5, 0.55 et 0.6.

Amouri [6] a confirmé dans sa thèse le fait que l'augmentation du rapport E/C engendre une augmentation de la porosité et du temps de prise.

I.3.3.2 Influence de la qualité de l'eau :

N'importe quelle eau ne peut être utilisée dans la composition des bétons. En effet, la qualité de l'eau doit répondre à certaines exigences citées dans la norme européenne [NF EN 1008] : « Eau de gâchage pour béton », l'eau potable distribuée est réputée conforme aux prescriptions. Toutefois des chercheurs se sont penchés sur l'utilisation de différent type d'eau dans la formulation des bétons.

Gagné et Blanchard [27] ont fait une recherche sur les effets du remplacement d'une partie de l'eau potable utilisée pour le gâchage par de l'eau recyclée traitée (pH entre 12.0 et 12.7), sur les propriétés des bétons frais et durcis. Les résultats ont montré que l'utilisation d'eau recyclée a engendré une diminution du temps de prise et du volume d'air entraîné, ainsi qu'une baisse des valeurs de l'affaissement. D'autre part, l'utilisation d'eau recyclée n'a pas affecté les résistances mécaniques en raison du contrôle du rapport E/C.

Houti et al. [28] ont présenté une étude expérimentale sur l'effet de l'eau de mer et de l'eau du robinet sur les mortiers faits avec deux types de ciments d'Algérie (Béni-Saf et Lafarge). Les résultats ont montré (Figure I.12) qu'à jeune âge les résistances été meilleures dans les mortiers combinés avec de l'eau de mer et de l'eau potable. Cependant, à long terme les meilleures performances ont été obtenues avec de l'eau potable.

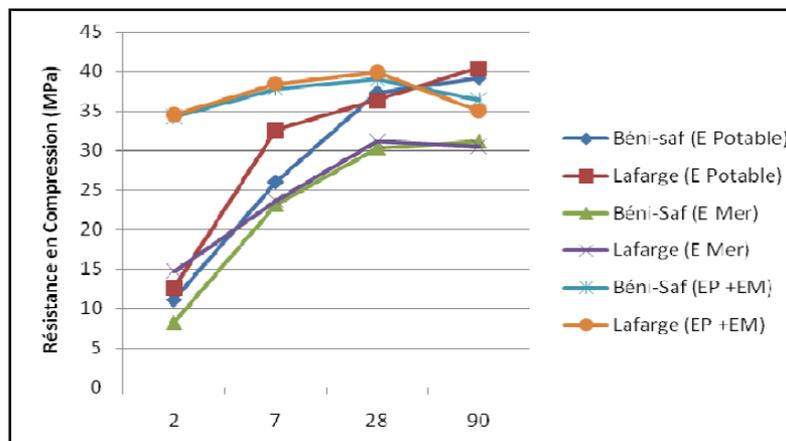


Figure I.12 : Variation de la résistance à la compression [28]

Chatveera et al. [29] ont étudié le comportement des bétons fait avec le remplacement d'eau du robinet avec de l'eau boueuse. Ils ont abouti au fait que ce remplacement a eu un effet négatif sur les résistances mécaniques (compression, flexion), le retrait de séchage et la résistance à l'attaque acide.

I.3.4 Les adjuvants :

Dès les origines de la fabrication du béton de ciment Portland, des recherches commencèrent sur l'incorporation de produits susceptibles d'améliorer les propriétés du béton. Dès 1881, Candlot étudie l'action des accélérateurs et des retardateurs de prise. Le début du vingtième siècle a été marqué par la commercialisation d'hydrofuges et d'accélérateurs à base de chlorure de calcium ainsi que les entraîneurs d'air [15]. De nos jours, et avec le développement qu'a connu la construction, les adjuvants prennent une place grandissante dans le domaine du génie civil. Des commissions ainsi que des normes furent créées pour l'agrément et le contrôle des adjuvants.

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.3.4.1 Rôle des adjuvants et mécanismes d'action :

Les adjuvants sont définis dans la norme [NF EN 934-2], comme étant des produits incorporés lors du malaxage ou avant la mise en œuvre du béton, mortiers ou coulis à une dose inférieure ou égale à 5 % en masse de la teneur en ciment. Chaque adjuvant est défini par une fonction principale, mais peut présenter une ou plusieurs fonctions secondaires. À titre d'exemple : les Plastifiants réducteurs d'eau sont des produits qui viennent se fixer par adsorption sur les grains du ciment et provoquent une défloculation des grains de ciment [4] .

Ce phénomène est principalement lié à la présence de charges électriques sur la surface des grains, qui va piéger un certain volume d'eau à l'intérieur des floes afin d'empêcher l'eau d'hydrater certaines parties des surfaces des grains de ciment qui se trouvent en quelque sorte soudés les uns aux autres [30] (Figure I.13).

De plus, ce mécanisme permet soit de réduire le dosage en eau à maniabilité constante, ce qui induit donc à un gain de résistance, soit d'augmenter l'affaissement à teneur en eau constante.

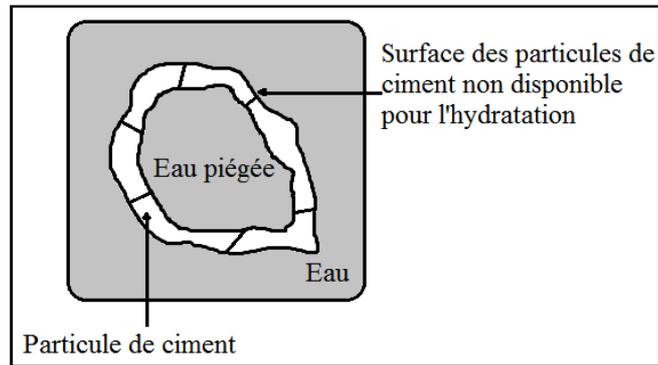


Figure I.13 : Particule de ciment en l'absence de réducteur d'eau

Neville et Brooks [8] ont expliqué que l'augmentation de la surface des grains de ciment qui engendre l'hydratation était due à l'incorporation des adjuvants réducteurs d'eau.

De plus, les charges électrostatiques qui se développent autour de chaque grain empêchent tout rapprochement entre les grains ce qui engendre l'augmentation de la maniabilité, du fait qu'il n'y a plus de mobilité des grains.

D'autre part, encore plus efficace que les plastifiants réducteurs d'eau, les super-plastifiants hauts réducteurs d'eau. Les plus employés sont les super-plastifiants à base de naphthalène et super-plastifiants à base de mélamine. Leur mécanisme d'action est similaire au plastifiant, à savoir les particules de super-plastifiant se fixent à la surface des particules de ciment engendrant une réduction des forces d'interactions inter-particulaires, qui existent entre les atomes des différentes particules (Figure I.14) [2].

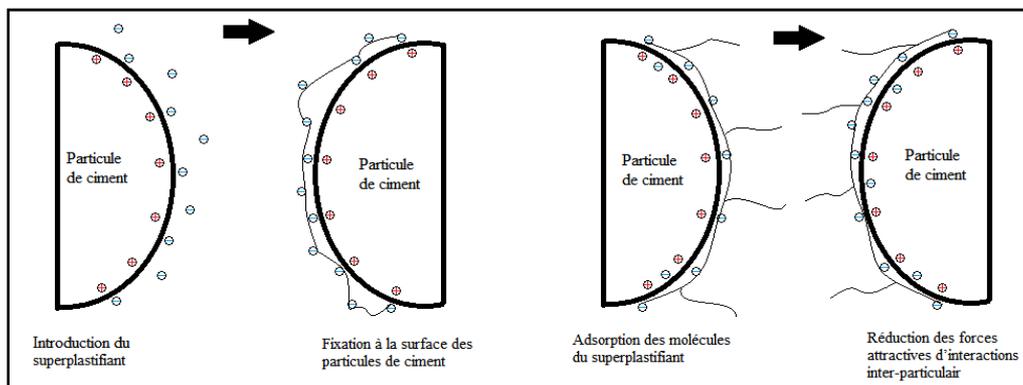


Figure I.14 : Mécanisme d'action des super-plastifiants (modifications apportées à [2])

I.3.4.2 Influence du dosage :

La détermination du le dosage optimal en adjuvant est une opération complexe. Des recherches ont été menées dans ce contexte. Elles ont abouti au fait qu'au-delà d'un certain point (point de saturation), l'ajout d'adjuvant sera superflu, car la fluidité du coulis ne peut plus être améliorée, et un dosage excessif risque de retarder le durcissement du béton et de créer un phénomène de ségrégation [30].

Les chercheurs [31, 32, 33] ont montré, suite à leurs études sur l'influence des plastifiants et super-plastifiant que la fluidité des matériaux cimentaires était affectée

par le type et la catégorie de plastifiants, qui vont influés sur le retardement de l'hydratation du ciment.

Esteves et al. [34] ont abouti au fait que l'utilisation de super-plastifiants prolonge la période dormante jusqu'à 4-6 h après l'addition d'eau. D'autres parts, les performances des mortiers et des bétons sont différentes selon la composition minéralogique et chimique du ciment [35].

Enfin, l'aspect économique est un point primordial, à prendre en compte durant l'utilisation d'adjuvant, pour une optimisation dans le secteur de la grande consommation.

I.3.5 Les additions minérales :

Les ajouts minéraux sont définis comme étant des matériaux minéraux finement divisés, ils ont un rôle important dans la fabrication des bétons. En effet, leur incorporation permet d'améliorer considérablement les propriétés à l'état frais et à l'état durci, mais aussi la durabilité et le coût de fabrication des ciments.

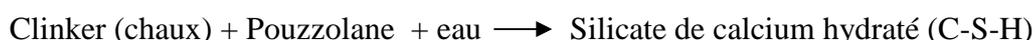
En premier lieu, à l'état frais, la structure et les frottements entre les composants du squelette granulaire sont modifiés par la présence des additions minérales. En suite, l'hydratation du ciment est affectée par la présence des additions qui interagissent dans la structuration des produits hydratés. Ces interactions peuvent se manifester par des synergismes ou des antagonismes entre les constituants, et sont difficiles à détecter : alcali-réaction, hydratation freinée. . .) [6].

Les études récentes qui ont analysé l'influence des additions minérales, ont démontré que ces additions ont une réactivité avec le ciment. Des modifications particulièrement complexes et de grandes ampleurs se produisent par l'introduction des additions minérales dans les mélanges cimentaires (effet granulaire, effet physico-chimique et microstructurel et éventuellement un effet chimique).

I.3.5.1 Mécanismes d'action :

L'utilisation des sous-produits minéraux est devenue une priorité dans la composition des ciments et des bétons. La plupart des ajouts minéraux, en présence d'eau et de chaux forment un silicate de calcium hydraté suivant une réaction exothermique, qui est du même type que celle qui est formée durant l'hydratation du ciment Portland [6].

La réaction pouzzolanique qui se produit concerne principalement les fumées de silice, les cendres volantes et les pouzzolanes naturelles. Elle s'écrit de la façon suivante:



L'Hydratation du ciment Portland engendre la libération de grande quantité de chaux (CaO), qui va maintenir un pH élevé et qui risque de nuire à la durabilité des bétons.

De ce fait, théoriquement dans la fabrication des bétons, l'utilisation de 20 à 30 % de pouzzolane pourrait faire réagir toute la chaux produite par l'hydratation du ciment Portland, pour la transformer en C-S-H [3]. Cependant, l'idéalisation de cette condition n'est jamais complète, vu la composition chimique des additions qui n'est pas bien maîtrisée.

D'autre part, les études récentes s'accordent sur le fait qu'il existe trois principaux effets des additions dans un matériau cimentaire.

➤ un effet granulaire :

L'effet « granulaire » appelé aussi effet « filler », concerne la présence de particules fines, ou ultrafines, dans un matériau cimentaire après l'incorporation d'ajouts minéraux et cela afin de modifier le squelette granulaire du mélange.

Ces modifications résultent de la capacité d'empilement et des frictions des particules de l'addition dans le mélange [36]. L'effet granulaire agit dès le malaxage sur toutes les étapes de mise en œuvre et influe sur les propriétés rhéologiques, la densité et la compacité des matériaux cimentaires à l'état frais.

En effet, les particules de l'addition parviennent à remplir les porosités du squelette granulaire et à libérer l'eau contenue dans les pores. L'effet granulaire devient favorable et conduit soit à l'amélioration de la consistance du mélange frais, soit à la réduction de la quantité d'eau, pour obtenir une consistance donnée en améliorant la compacité du mélange et les performances mécaniques du matériau durci [30].

➤ un effet physico-chimique et microstructural

L'effet physico-chimique et microstructural appelé aussi « effet physique de surface » concerne les interactions entre les particules des additions sur le processus d'hydratation du ciment, ainsi que sur la modification de la matrice cimentaire [37]. Il en résulte aussi de cet effet que les additions minérales agissent sur l'évolution des résistances mécaniques aux jeunes âges, ainsi que sur les propriétés physiques et microstructurales des matériaux cimentaires durcis. Cependant cet effet favorable semble s'estomper avec le temps [6].

Plusieurs hypothèses ont été émises pour expliquer l'action des additions minérales sur le processus d'hydratation du ciment.

Les chercheurs, Cyr et al. [38], Lawrence et al. [39] se sont accordés sur le fait que la présence des additions minérales dans la matrice cimentaire conduit à une l'accélération du processus d'hydratation. D'autre part, ces additions permettent aussi une meilleure dispersion des grains de ciment en conduisant à une structuration plus efficace de la matrice cimentaire.

Amouri [6] a abouti au fait que les additions jouent le rôle de nucléation hétérogène au cours des réactions d'hydratation du ciment, permettant une meilleure répartition des produits hydratés.

D'autre part, Lawrence et al. [40] ont analysé le fait que la nucléation soit un processus physique, qui engendre une activation chimique de l'hydratation du ciment et qui va dépendre de la nature, de la quantité et de la finesse des additions.

➤ un effet chimique

L'effet chimique se rapporte à l'aptitude des additions à réagir avec l'eau et les 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 (cas de la fumée de silice et des cendres volantes, pouzzolane, laitier de haut fourneau).

Bessa [36] a cité le fait que la forte synergie entre les additions minérales et la matrice cimentaire empêche toute distinction claire entre ces deux effets (effet chimique et physicochimique). Pour cette raison, ces deux effets peuvent être complémentaires et associer dans une notion unique plus large qui est celle de la contribution des additions minérales à l'activité liante du ciment.

Il est important de souligner que ces différents effets peuvent intervenir simultanément, en influençant les propriétés à l'état frais et durci du matériau cimentaire, indépendamment du mode d'introduction des additions minérales [30, 37].

I.3.5.2 Classification des additions minérales :

Dans le cadre normatif «additions pour béton hydraulique », les additions minérales sont classées en deux principales catégories :

- *Type I : ajouts minéraux inertes*
 - les additions calcaires
 - les additions siliceuses
 - les fillers
- *Type II : ajouts minéraux actifs*
 - les fumées de silice
 - les cendres volantes de houille
 - le laitier vitrifié moulu de haut fourneau
 - la pouzzolane naturelle

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

I.3.5.2.1 Laitier de haut fourneau :

Les laitiers sont des sous-produits de l'industrie métallurgique. Leur composition chimique comporte de l'oxyde de calcium (40 à 50 %), silice (25 à 35 %), l'alumine (12 à 30 %) ainsi que la magnésie et d'autres oxydes en très faible quantité. La norme distingue deux classes de laitier A et B selon la manière de traitement à la sortie du haut fourneau [NF P 18-506] [3]:

- le refroidissement lent à l'air, qui donne un matériau cristallisé sans aucun pouvoir liant et qui peut contenir des éléments nuisibles aux bétons, ce qui amène leur utilisation comme granulats pour les travaux routiers.

- le refroidissement brusque dans l'eau ou dans l'air qui empêche la cristallisation, ce qui la rend plus réactive et permet son utilisation dans les ciments et les bétons.

Demirboga [41] a montré en étudiant l'effet du laitier granulé de hauts fourneaux (10 %), qu'il engendrait une augmentation de la densité et une diminution de la résistance en compression à 28 jours et une amélioration à 120 jours.

D'autre part Öner et al. [42] ont étudié l'effet de la finesse sur la variation de résistance des ciments avec du laitier de haut fourneau. Les résultats ont montré que les meilleures valeurs de résistance ont été données pour une grande finesse.

Jianping et al. [43] ont étudié aussi l'effet de la granulométrie du laitier sur les résistances mécaniques et la demande en eau. Les résultats ont montré que les résistances à la flexion et à la compression augmentent avec la diminution de la taille des particules du laitier de haut fourneau. D'autre part, les particules fines du laitier augmentent les besoins en eau. De ce fait, il y'aura une augmentation du temps de prise.

Au Royaume-Uni, Osborne [44] a montré que le niveau d'alumine dans le laitier doit être inférieur à 14%. Si la teneur en alumine du laitier dépasse 14%, la teneur en C₃A du Portland-ciment ne doit pas dépasser 10%.

I.3.5.2.2 La pouzzolane :

Les pouzzolanes sont un sous-produit composé essentiellement de silice et d'alumine (entre 70 et 80 %). Elles peuvent être d'origine naturelle ou artificielle. Les pouzzolanes sont formées surtout d'éléments vitreux elles peuvent être substituées au ciment à un pourcentage qui peu allé jusqu'à 25 % [6].

Les pouzzolanes forment des hydrates stables en présence d'eau. Elles jouent un rôle de remplissage des pores et de correcteurs granulaires. Elle modifie aussi le produit interne de la phase alite [30].

Çolak [45] a étudié plusieurs caractéristiques des pâtes de ciment Portland contenant de la pouzzolane naturelle. Il a abouti au fait que :

- la substitution de 40 % de ciment Portland par la pouzzolane naturelle augmente le temps de prise (4 à 5 h).

- l'incorporation de la pouzzolane naturelle en remplacement du ciment Portland a engendré une augmentation de la teneur en eau et de la porosité. De ce fait l'utilisation de superplastifiant est recommandée.

- la pouzzolane agit à long terme à cause des réactions avec l'hydroxyde de calcium.

- la substitution d'un grand pourcentage de pouzzolane naturelle dans le ciment a un effet néfaste sur la résistance au cycle gel-dégel et aux sulfates.

En outre, Rodriguez-Camacho et al. [46] ont analysé l'importance de l'utilisation des pouzzolanes naturelles sur la résistance aux attaques des sulfates. Il a été constaté que certains ciments (types I et V) ont une meilleure résistance aux sulfates que les autres ciments. D'autre part, de meilleures résistances ont été enregistrées pour les pouzzolanes contenant de l'alumine à moins de 16 % et cela pour tous les types de ciment.

Par ailleurs, Turanli et al. [47] ont examiné l'effet de grande quantité de pouzzolane naturelle (35, 45, et 55 %), sur les propriétés des pâtes et mortiers. Ils ont abouti aux résultats suivants :

- le temps de prise augmente avec l'augmentation des quantités de pouzzolanes incorporées.
- l'expansion après immersion dans une solution de sulfate été inférieur pour les ciments contenant de grandes quantités de pouzzolane.

I.3.5.3 Avantage des additions minérales:

Les ajouts minéraux contribuent à la correction de la structure inter-granulaire des mortiers et bétons. Ils jouent le rôle de micro agrégats. De ce fait, ils contribuent à la diminution de la porosité du matériau et donc à l'amélioration des propriétés des mortiers et bétons (ouvrabilité, maniabilité, résistances et durabilité...).

L'incorporation des additions minérales dans le ciment a permis de proposer plusieurs types de ciments à partir d'un même clinker (Tableau I.1).

D'autres parts il faut souligner que dans la majorité des recherches les additions minérales ont été introduites en remplaçant une partie du ciment. Alors que dans les bétons spéciaux (bétons à hautes performances, bétons autoplaçant), les additions minérales sont utilisées pour augmenter les résistances mécaniques ou rhéologiques, sans changer le dosage en ciment [6].

De ce fait, les textes normatifs suggèrent la prise en compte des additions minérales en substitution au ciment dans la formulation des bétons. Deux notions ont été suggérées: la notion du coefficient "k" et la notion de liant équivalent.

❖ Concepts du coefficient "k" et de liant équivalent :

La norme Européenne [EN 206-1] définit un coefficient "k", de prise en compte des valeurs limites des additions minérales dans la matrice cimentaire et selon le type de ciment utilisé. Et cela, en remplaçant le rapport «eau/ciment» par le rapport «eau / (ciment + k additions)». Ce coefficient détermine, ainsi, la quantité des additions à incorporer dans le ciment. Cependant, elle ne propose pas de méthodologie expérimentale permettant d'élargir le concept de coefficient "k" à d'autres ciments et addition non normalisée.

De plus, les recherches dans ce domaine ont montré que le principe d'une valeur forfaitaire pour le coefficient "k" semble inadapté. En effet, ce coefficient ne prend pas en compte l'influence de l'effet granulaire des additions sur les autres effets :

physico-chimique, et éventuellement chimique [36]. La notion de «liant équivalent» est définie comme suit :

$$L_{eq} = C + kF \text{ (Eq. I.5)}$$

Où:

C : Quantité du ciment dans le béton (kg/m^3)

F : Quantité d'additions dans le béton (kg/m^3)

k : Coefficient de prise en compte des additions dans le liant vis-à-vis de la nature des additions, la teneur des additions, du type de ciment, et de l'indice d'activité ou de l'indice d'efficacité hydraulique.

Enfin, la maîtrise des paramètres constituant le béton (ciment, granulats, adjuvants, additions), va nous permettre d'avoir un avantage considérable dans l'explication des résultats expérimentaux liés aux différentes propriétés des bétons étudiés.

I.4 PROPRIÉTÉS DES BETONS :

I.4.1 Propriétés physiques :

I.4.1.1 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 la granulométrie et la forme des granulats, par le dosage en ciment et en eau, et éventuellement par l'emploi d'adjuvants [2].

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]

Enfin, un autre essai spécifique à la maniabilité peut être cité, il consiste à mesurer le temps d'écoulement nécessaire à un volume de béton soumis à des vibrations pour atteindre un repère donné [NF P 18-452].

I.4.1.2 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 [2] :

- 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 [4] :

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

I.4.1.3 Déformabilité :

I.4.1.3.1 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 [2].

I.4.1.3.2 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 :

$$E = \frac{\text{contrainte unitaire}}{\text{déformation relative}} = \frac{\sigma}{\varepsilon} \quad (\text{Eq. I.6})$$

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

$$E_{ij} = 11\,000 (f_{cj})^{1/3} \text{ (module de déformation longitudinale instantanée)} \quad (\text{Eq. I.7})$$

$$E_{vj} = 3\,700 (f_{cj})^{1/3} \text{ (module de déformation différée)} \quad (\text{Eq. I.8})$$

Avec :

$$f_{cj} = 1.1 f_{c28} \quad (\text{Eq. I.9})$$

Il s'ensuit que :

$$E_{vj} \approx \frac{1}{3} E_{ij} \quad (\text{Eq. I.10})$$

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 granulat, module de la pâte de ciment, etc.) [48].

De ce fait, De Larrard [49] 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.4.1.3.2.1 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 ») [49].

$$E = \frac{(1+g)E_g + (1-g)E_m}{(1-g)E_g + (1+g)E_m} E_m \quad (\text{Eq. I.11})$$

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 [49] a vu le jour en proposant une étude plus élaborée qui repose sur un calcul d'homogénéisation.

I.4.1.3.2.2 Le modèle trisphère :

Le modèle trisphère de De Larrard [49], 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 :

$$E = \left(1 + 2g \frac{E_g^2 - E_m^2}{(g^* - g)E_g^2 + 2(2 - g^*)E_g E_m + (g^* + g)E_m^2} \right) E_m \quad (\text{Eq. I.12})$$

$$E_{\max} = \frac{(2 - g^*)E_m + g^*E_g}{g^*E_m + (2 - g^*)E_g} E_g \quad (\text{Eq. I.13})$$

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 » (**Chapitre V**).

- 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.4.1.4 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 [4, 49, 50]:

- 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 propreté 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.4.1.4.1 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 [50].

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 [4].

I.4.1.4.2 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 [49]. 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 [50].

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 [50].

I.4.1.4.4 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 [50].

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

I.4.1.4.5 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 [4, 50]:

- 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.4.2 Propriétés mécaniques :

I.4.2.1 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 [4]:

- 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.4.2.2 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 [4]. Selon les normes en vigueur, il existe 3 principales méthodes d'essais de traction :

I.4.2.2.1 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).

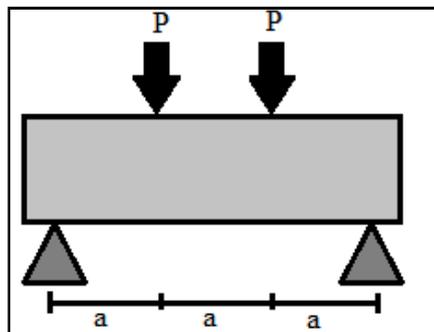


Figure I.15 : Schématisation du dispositif d'essai de traction par flexion

I.4.2.2.2 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).

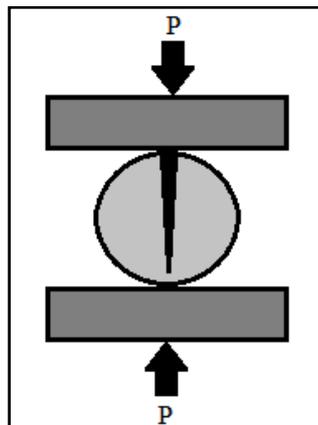


Figure I.16 : Schématisation du dispositif d'essai de traction par fendage

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.4.2.2.3 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) [4].

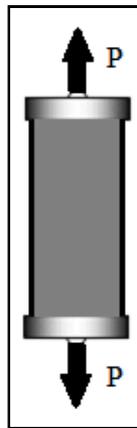


Figure I.17 : Schématisation du dispositif d'essai à la traction directe

I.4.3 Propriété physico-mécaniques :

I.4.3.1 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 [51]. La durabilité des bétons dépend de nombreux paramètres dont la qualité de sa conception, la qualité des matériaux et de l'environnement.

I.4.3.1.1 Principaux mécanismes de dégradation :

I.4.3.1.1.1 La corrosion des armatures 54% :

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) [4].

I.4.3.1.1.2 Gel/dégel 10 % :

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 [51].

I.4.3.1.1.3 Alkali-réaction 9 % :

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 [51].

I.4.3.1.1.4 Autres attaques chimiques 4 % :

a) Action des chlorures :

Les ions chlore sont spécifiques à certains environnements (eau de mer et sels fondant). La pénétration des ions chlore par diffusion ou par capillarité à l'intérieur du béton, fait augmenter la vitesse de corrosion [4].

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) [4].

c) Attaque sulfatique :

Après durcissement du béton, il y aura formation d'aluminate. Cette dernière peut réagir au contact de l'eau sulfatée, ce qui va former de l'ettringite. L'ettringite est un hydrate contenant des sulfates, et dont les propriétés de gonflement sont connues depuis plus d'un siècle [51].

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

Les dégradations qui peuvent apparaître, suite à ces attaques, sont : un phénomène de gonflement (augmentation de contrainte) et des fissurations. Il existe d'autres paramètres pouvant aussi causer la dégradation des ouvrages en béton, on peut citer : le phénomène de carbonatation, lixiviation, conditions climatiques et variation thermique, ou encore la surcharge des ouvrages [4].

Tous les phénomènes et les mécanismes de dégradation cités précédemment ont des causes précises, car la durabilité d'un ouvrage peut être maintenue, si les paramètres liés à la conception de l'ouvrage et au choix des matériaux sont anticipés et maîtrisés.

I.5 CONCLUSION :

Au terme de ce chapitre, on peut prétendre à une meilleure connaissance du matériau béton. En effet, connaître les constituants du béton, leurs mécanismes d'action et leurs propriétés, permet de dégager une problématique importante concernant la compatibilité entre les différents constituants du béton dans les mélanges hydrauliques.

Ainsi l'évolutivité et la complexité des constituants tels que les granulats, et plus particulièrement le sable de carrière, ne permettent pas d'avoir une approche solide sur l'action de tous les sables dans les matériaux cimentaires. De plus, la différence des méthodes d'exploitation, ainsi que des sources minéralogiques assombrissent la contribution de ces derniers dans les bétons hydrauliques.

De ce fait, il serait nécessaire de compléter cette étude par une recherche plus rigoureuse sur le rôle des sables de carrière, et plus particulièrement leur fraction fine sur les propriétés rhéologiques et mécaniques, ainsi que sur la durabilité des bétons, et ceci afin de valoriser économiquement d'une part, et de résorber leur aspect nuisible sur les bétons.

CHAPITRE II : UTILISATION DU SABLE CONCASSE : SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

II.1 INTRODUCTION :

Le sable est un élément inerte entrant à 35 % dans la composition du volume du béton, c'est pour cela qu'il est considéré comme l'un de ces principaux constituants. L'utilisation de ce dernier permet d'assurer une continuité granulaire nécessaire entre le gravier et le ciment, pour une meilleure cohésion du béton [1]. L'amenuisement de cette ressource a été recensé dans de nombreuses régions dans le monde. En effet cette dernière décennie a été marquée par l'augmentation de la consommation mondiale du sable, surtout pour les pays émergents. Ce qui a engendré une forte hausse des prix du sable et par conséquent du prix des bétons.

De ce fait, des solutions alternatives comme source de granulats fins sont nécessaires. Le raisonnement le plus couramment adopté afin de trouver des solutions aux problèmes environnementaux et économiques consiste à encourager la valorisation de l'utilisation des matériaux locaux, qui ne sont pas suffisamment exploités (sable concassé).

Le sable de concassage ou le sable de carrière est un matériau abondant en Algérie. Son utilisation a été approuvée après la promulgation d'une loi le 14 juin 2005 par le ministre de l'habitat et de l'urbanisme Algérien.

Le sable de concassage résulte du découpage et broyage de grande pierre de carrière. Leurs formes sont souvent plus anguleuses avec des surfaces plus rugueuses que les granulats naturels, qui sont plus ronds avec des surfaces plus lisses.

Ainsi, les propriétés globales du sable de concassage: la morphologie, la dureté, la densité, la stabilité physique et chimique, ainsi que la couleur, dépendent de la source d'extraction.

Par conséquent, différents travaux sont en cours de réalisation ou ont été réalisés dans ce contexte, étant donné que les propriétés du béton à l'état frais et à l'état durci vont dépendre des propriétés du sable.

II.2 PARAMETRES INFLUENTS :

II.2.1 Effet de la source minéralogique du sable de concassage :

Al-Baghdadi et Al-Ameeri [52] ont étudié l'influence de la source minéralogique de trois différents types de sable concassée sur le comportement des bétons (même rapport E/C). En effet la texture et la forme des particules de sable concassé ont une grande influence sur l'association de la pâte et des granulats. Les résultats de leurs recherches ont montré que le sable concassé issu de granit apparaissait comme étant le plus avantageux (résistance à la compression, ouvrabilité). Ce comportement a été attribué à la morphologie des particules de sable de granit.

L'étude menée par Cabrera et al. [53] s'est orienté sur plusieurs paramètres rhéologiques, parmi ces paramètres s'est l'effet du type de sable sur la fluidité du mortier. La recherche a montré que la maniabilité des mortiers se diffère selon l'origine minéralogique. À titre d'exemple les mortiers à base de sable de calcaire, se propagent plus facilement que ceux avec de la dolomie ou du granit. Cela a été associé aux caractéristiques physiques des particules : la forme et la texture des particules (angularité), finesse et la teneur en fines du sable concassé.

II.2.2 Effet de la teneur en fines :

L'un des paramètres les plus importants dans les sables issus de concassage, c'est le pourcentage des fines qu'ils contiennent.

Cabrera et al. [53] ont indiqué que la teneur en fines des sables quelque soit leur origine minéralogique, a un impact sur la teneur en eau et sur la rhéologie: plus grande est la teneur en fines, plus grande est la capacité de lubrification.

La norme européenne CEN EN 196 1, ainsi que la norme AFNOR [NF P 15-403] recommande l'usage de sable naturel 0/2 mm, de préférence à grains arrondis, très siliceux dont la teneur en poids de silice est au moins égale à 98 %. Dans l'esprit de la norme, la teneur élevée en silice permet d'éviter les fines [54].

Cependant, les sables avec une teneur élevée en silice sont peu disponibles. De ce fait, les normes se sont adaptées dans la nécessité d'utiliser les sables concassés en augmentant la limite des fines permise dans le sable concassé. La norme européenne EN- 206 par exemple autorise jusqu'à 16 % de fines, la norme britannique (BS 882) permettent à 15 % des fines dans le sable, tandis que ASTM C33 fixe la limite à moins de 7 % [55]. Le ministère de l'habitat Algérien recommande de ne pas dépasser un taux de fines de 15 % pour des bétons de classe comprise entre 20 et 35 MPa et ne pas dépasser 12 % pour un béton de classe supérieure à 35 MPa.

Cardon et al. [56] se sont orientés vers la prévision de la teneur en fines des sables de concassage, en faisant une estimation du pourcentage de fines, produit dans une machine Los Angeles et dans une installation de concassage. Les résultats ont abouti au fait que le pourcentage de fines obtenu par la machine Los Angeles est supérieur de 6 à 7 % à celui obtenu dans une installation de concassage classique. Un autre paramètre a aussi été étudié, c'est la quantité de roche concassée et son influence sur la teneur en fines des sables. Les résultats ont montré que la quantité concassée est un paramètre secondaire. De ce fait il a été établi que la teneur en fines d'un sable dépend de la structure pétrographique, de la taille des grains et de la qualité de la roche et en partie, de la nature du concassage.

Joudi et al. [57] ont testé l'influence du taux de fillers des sables de concassage tunisien sur les propriétés mécaniques des bétons. Les résultats de leurs recherches ont montré que, les bétons qui ne contiennent pas de fines présentent les plus faibles valeurs de résistance à la compression, contrairement aux bétons qui contiennent un pourcentage de 12 % de fines. Au-delà de ce pourcentage qui est considéré comme optimum pour les bétons courants, les performances diminuent. Ces résultats ont été

expliqués par le fait que les fillers calcaires du sable de concassage améliorent l'adhérence entre le ciment et les granulats.

Westerholm et al. [58] expliquent que si quantité de fine n'est pas suffisante, il n'y aura pas suffisamment d'éléments fins pour remplir les vides entre les grosses particules de granulat.

Sadhouri et al. [1] ont étudié l'influence de la teneur en fines sur le pourcentage en air occlus. Ils ont montré que le pourcentage de l'air occlus diminue en fonction du pourcentage des fines. L'optimum est atteint entre 10 % et 15. Ainsi, la présence des fines en proportion modérée (entre 5 et 15 %) dans un sable est une nécessité afin d'empêcher le phénomène de ressuage et de maintenir une cohésion qui assure l'homogénéité.

II.2.3 Influence du lavage du sable :

Afin de s'opposer aux différents problèmes rencontrés à cause de la teneur en fines des sables, des chercheurs ont suggéré le lavage du sable afin de réduire ce pourcentage de fine.

Selon Westerholm et al. [58] le procédé de lavage permet d'éliminer des particules inférieures à (40 μm). D'autre part, cela permet aussi, d'enlever les argiles d'autres substances qui pourraient être nocifs pour le béton et améliorer la viscosité.

Baum et al. [59] 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.2.4 Effet du sable de concassage sur les mortiers et bétons a l'état frais :

II.2.4.1 Demande en eau :

Nanda et al. [60] d'Inde, ont traité l'effet des sables concassés sur l'absorption d'eau. Les résultats ont démontré que les éprouvettes contenant plus de sable concassé absorbent beaucoup d'eau. Bederina et al. [61] ont démontré que l'absorption d'eau dans le sable concassé était de l'ordre de (4.3 %) au lieu de (0.58 %) pour le sable de rivière.

Villalobos [62], Cabrera et al. [63] ont constaté que le volume des vides dans les sables concassés (particules angulaires avec une texture cristalline), est supérieur à celui du sable naturel (allongée avec une texture rugueuse). Donc cela conduit à une demande en eau plus élevée.

Manasseh [64] prétend que l'incorporation du sable de concassage en remplacement au sable de rivière conduisait à augmenter la consommation d'eau du mélange.

II.2.4.2 Maniabilité :

La relation entre la maniabilité et absorption d'eau a été étudiée par plusieurs études récentes. Kou et al. [65], Akrouf [66], Melais et Achoura [67] mentionnent le fait que la maniabilité des bétons à base de sable de carrière était inférieure à la maniabilité du sable naturel. Cela a été expliqué par la forme angulaire et la morphologie du grain concassé par rapport au sable de rivière.

Ahmad et al. [68] ont constaté que la maniabilité du béton fabriqué avec du sable concassé était inférieure (6 à 11 %) à celle des bétons fabriqués avec du sable naturel.

Rmili et al. [69] prétend que les meilleures valeurs de maniabilité étaient obtenues par l'incorporation de 50 % de sable concassé par rapport au sable roulé.

II.2.4.3 Affaissement :

Nada Radhikesh et al. [60] ont analysé l'affaissement des bétons contenant du sable de concassage. Ils ont abouti au fait que l'affaissement diminue à mesure que le pourcentage de sable concassé augmente.

Les résultats du test d'affaissement mené par Benabed et al. [70] pour différents pourcentages de substitution (25 %, 50 %, 75 %) du sable de rivière (SR) par du sable concassé (SC), ont montré que l'augmentation du pourcentage de fines induit une diminution de l'affaissement. Ces résultats ont été expliqués par l'augmentation de la finesse et de la surface spécifique, en raison de l'augmentation de la teneur en particules fines. Cela conduit à rajouter plus d'eau afin d'hydrater la surface de toutes les particules.

D'après Baum et al. [59] l'amélioration de la maniabilité des bétons à base de sable de concassage nécessite l'utilisation de super-plastifiants de 3^{ème} génération. L'ajout de super-plastifiant a permis de maintenir le rapport eau-ciment constant et d'obtenir la même consistance.

II.2.4.4 Dosage en ciment :

Al-Baghdadi et Al-Ameeri [52], Westerholm et al. [71] ont constaté que l'utilisation du sable concassé présente des inconvénients par rapport au sable alluvionnaire. En effet, l'utilisation du sable concassé conduit à augmenter les dosages en ciments, afin de remédier au préjudice de la forme des particules des granulats concassés (anguleuse), qui deviendra moins importante (réduction des contours) avec l'augmentation du volume de la pâte.

II.2.5 Effet du sable de concassage sur les bétons à l'état durci :

II.2.5.1 Résistance mécanique :

Menadi et al. [55], Benabed et al. [70] ont montré qu'une diminution des propriétés mécaniques a été constatée lorsque le taux de fines atteint 15 % dans le béton. La baisse de la résistance était expliquée, par le fait que l'augmentation de la teneur en fine conduit au fait que toutes les particules d'agrégats ne seront pas suffisamment enrobées de ciment.

D'autre part, Joudi et al. [57] estiment ce taux à 12 %. Au-delà de ces pourcentages qui sont considérés comme optimum pour les bétons courants, les performances diminuent. D'une part, ces résultats ont été expliqués par le fait que les fillers du sable de concassage améliorent l'adhérence entre le ciment et les granulats. De ce fait, ils peuvent influencer le comportement mécanique du composite [57].

D'autre par Balapgol et al. [17], Manasseh [64] Ahmad et al. [68], Benabed et al. [70] ont mené aussi des recherches sur la variation de la résistance à la compression des mortiers et bétons à base de sable de carrière et sable de rivière à différents pourcentages de substitution (de 20 % à 75 %). Les résultats ont montré qu'il y avait une augmentation de la résistance à la compression, flexion et traction de l'ordre de 1 à 33 %. Ltifi et al. [72] ont relevé que les performances des bétons avec du sable de concassage ou du sable alluvionnaire étaient à peu près semblables (± 10 MPa), et cela en fonction du taux de substitution. L'optimum est atteint pour 70 % de substitutions de sable concassé par rapport au sable roulé [69]. Cela a été expliqué par la diminution du volume des vides et l'amélioration de la compacité du mélange, suite à l'incorporation du sable concassé.

De ce fait, Ltifi et al. [72] encouragent l'utilisation de sable de concassage pour mettre fin à une surexploitation des gisements alluvionnaires.

II.2.5.2 Module d'élasticité :

Al-Baghdadi et Al-Ameeri [52] ont analysé le module d'élasticité des bétons à base des sables concassés. Les résultats ont abouti au fait que, le module d'élasticité des bétons de sable concassé est inférieure à celui des bétons de sable naturel. Cela a été expliqué par le fait que le module d'élasticité du béton dépend du volume et de la rigidité des gros granulats (source d'agrégats).

II.2.5.3 Retrait :

Kou et al. [65] ont étudié le phénomène de retrait de séchage. Les résultats ont montré que les valeurs de retrait de séchage des bétons avec des sables concassés étaient inférieures à ceux des bétons avec du sable de rivière. Ces résultats ont été expliqués par le fait que le béton à base de sable issue de pierre concassé contient des particules inférieures à celui du sable de rivière, ce qui conduit à avoir des valeurs inférieures.

Khatib et al. [73] ont examiné le retrait de séchage au cours des 180 premiers jours des mortiers avec ou sans sable concassé (0 et 15 %), et avec différents types de ciments. Le bilan de leur étude a montré que le remplacement de 15 % de sable concassé engendre une augmentation du retrait de séchage (de 0 à 22 %) à tous les âges et pour tous les ciments utilisés. Cela a été expliqué par la formation de Carboaluminates suite à l'incorporation du sable concassé.

II.2.5.4 Durabilité :

L'utilisation de sable concassé comme substitut au sable naturel se répand de plus en plus. Contrairement au sable concassé, le sable naturel contient : des chlorures, des

sulfates et autres sels organiques nocifs [17]. Tous ces paramètres influencent la résistance et la durabilité du béton et des aciers.

D'autre part, les recherches récentes ne cessent de valoriser l'utilisation des sables de carrière, étant donné qu'ils présentent de bonnes performances du point de vue durabilité.

II.2.5.4.1 Porosité :

Des études récentes ont traité la variation de la porosité en fonction du taux de fines des sables concassés. Les résultats des chercheurs étaient en contradiction. En effet, selon Gonçalves et al. [74] la porosité a été inférieure pour les bétons contenant plus de fines. Tandis que Menadi et al. [55] prétendent que la porosité a été inférieure pour les bétons contenant moins de fines. De ce fait la porosité des bétons à base de sables de carrière reste dépendante de la forme et de la source des particules [74].

II.2.5.4.2 Perméabilité et perte en masse :

Menadi et al. [55] Kou et al. [65] ont testé la pénétration des chlorures dans le béton à base de sable de concassage. Les résultats ont montré que la pénétration des chlorures dans le mélange de béton à base de sable issu du concassage était supérieure à celle du béton avec du sable de rivière. Les valeurs les plus élevées étaient constatées dans les bétons contenant 15 % des fines.

Nanda Radhikesh et al. [60] ont orienté leur recherche vers deux aspects de durabilité des bétons à savoir:

- ❖ Le premier aspect était l'étude de la perte en masse par immersion des éprouvettes dans une solution acide. Les résultats ont montré que la perte en masse des bétons contenant du sable concassé était inférieure à celle des bétons contenant du sable de rivière.
- ❖ Le deuxième aspect était l'étude de la perte en masse par immersion des éprouvettes dans une solution alcaline (NaOH). Les résultats ont montré que la perte en masse dans le béton avec sable naturel est inférieure à celle du béton contenant du sable de concassage d'environ 0.6 %. Cela a été expliqué par le fait que les fines contenues dans le sable concassé sont plus réactives avec une solution alcaline.

Bederina et al. [61] ont mesuré la perte poids des différents échantillons à base de sable de carrière et sable de rivière. Les résultats mesurés ont montré que la perte de masse dans la solution Hcl, des sables concassés est inférieure de 84,4 % à celle des sables de rivière. Ces Résultats ont été expliqués par le fait que le sable concassé est plus dense, et que la présence de fines dans le sable de concassé permet de réduire considérablement la perte en masse.

II.2.5.4.3 Gel /dégel :

La durabilité des bétons est plus au moins perturbé par les changements climatiques. De ce fait, plusieurs recherches se sont orientées vers l'étude des dommages provoqués dans les bétons par les cycles de gel/ dégel.

Qiao et al. [75] Wang et al. [76] ont abouti au fait que la quantité d'eau pendant la fabrication et hydratation du ciment a une grande influence sur les dommages causés par des cycles gel-dégel des bétons à base de sable carrière.

D'autre part, Polat et al. [77] ont abouti au fait que les cycles gel-dégel engendrent une baisse de résistance à la compression des bétons à base de sable carrière, tandis que l'absorption d'eau augmente.

II.2.6 Economiquement :

De nombreuses recherches ont prouvé que l'utilisation du sable de carrière n'était pas sans répercussions sur l'économie. En effet, Kumar [78] a constaté que l'utilisation du sable de carrière n'était pas totalement bénéfique du point de vue économique. L'utilisation du sable de carrière nécessite des quantités supplémentaires de ciment, d'adjuvants et additions, comme il a été démontré dans plusieurs recherches [52 ,71].

Selon Nanda Radhikesh et al. [60] la substitution de 50 % de sable grossier par du sable concassé conduisait à une économie d'argent de 56 %. Cependant, cela reste aux dépens des propriétés physiques et mécaniques des bétons.

De ce fait, leur emploi doit répondre à des indications bien rationnelles, puisqu'il faut bien évaluer le rapport coût-efficacité.

II.3 COMBINAISON DU SABLE DE DUNE AVEC LE SABLE DE CONCASSAGE :

II.3.1 Effet de la combinaison sur les bétons à l'état frais :

De nos jours les ingénieurs sont confrontés à un choix plus restreint de matériaux, surtout dans les régions du sud. L'exploitation des matériaux locaux disponibles tels que les sables de dune devient une nécessité, et cela en les incorporant tels qu'élément de substitution ou bien en tant qu'ajout.

Cependant, l'incorporation de ces sables doit montrer ces preuves et produire des bétons de qualité et a des prix productifs. De ce fait, des recherches ont traité plusieurs points d'usage du sable de désert seul ou en substitution au sable concassé.

II.3.1.1 Demande en eau :

Al-Harthy et al. [79] Bederina et al. [80] ont analysé l'effet du sable de dune sur l'absorption d'eau. Les résultats ont montré que les bétons de sable dunaire absorbent plus d'eau que les bétons de sable alluvionnaire .Ceci a été expliqué par le fait que la finesse des grains du sable dunaire favorise la montée de l'eau par capillarité.

D'après Rmili et al. [69] l'association de 30 % de sable de désert avec du sable de concassage nécessite l'augmentation du dosage en eau, même avec des teneurs élevées en super-plastifiants.

II.3.1.2 Maniabilité :

La Maniabilité des bétons à base de sable de dune a été étudiée par Melais et Achoura [67] qui l'ont comparé avec la maniabilité avec des bétons à base de sable

carrière. Les résultats ont montré que les bétons avec un mélange de deux sables (sable de dune, sable de carrière) donnent des bétons très plastiques, par rapport au béton composé d'un seul des deux sables. Cette variation de la maniabilité a été attribuée à la nature des sables, à l'état de surface (lisse ou rugueuse), à la porosité ouverte, la granulométrie et à la dimension maximale des sables.

L'étude expérimentale menée par Rmili et Ouezdou [81], sur l'estimation du pourcentage optimal du remplacement du sable de concassage par du sable de désert, était faite grâce au Modèle d'Empilement Compressible (MEC) en utilisant le logiciel René-LCPC. En effet, l'empilement optimal des 2 sables est obtenu pour 15 % de SD et 85 % de SC. Les résultats ont montré qu'à l'état frais différents paramètres étaient améliorés (fluidité, capacité de remplissage) tant que le pourcentage de SD remplacé est < 30 %. Cependant, à une teneur élevée en SD > 30 %, les paramètres rhéologiques ne sont plus satisfaits. Ainsi, des quantités supplémentaires en eau et de super-plastifiant sont nécessaires.

II.3.1.3 Affaissement :

Benabed et al. [70] ont constaté que la fluidité des mortiers à base de 25 % et 50 % de sable de dune en substitution au sable de concassage avait donné de bons résultats. Cependant, le mélange de : 75 % de sable de dune et 25 % de sable de concassage cause une grande perte de fluidité et cela avait été lié à la grande surface du sable de dune. Al-Harthy et al. [79] ont abouti à un pourcentage de substitution optimal de 50 % de sable de désert ; l'affaissement et la maniabilité commencent à diminuer au-delà de ce pourcentage. Ces résultats ont été interprétés par le fait que les finesses de sable de dune exigent une forte demande en eau et une plus grande quantité de ciment que le sable concassé ou du sable de rivière afin d'atteindre une grande fluidité [70].

Zhang et al. [82] ont analysé l'affaissement du béton frais avec deux sortes de sable de désert. Les résultats de leur recherche ont indiqué que le béton avec le sable du désert qui a un pourcentage inférieur en oxydes alcalins (Na_2O , K_2O , CaO , MgO) et un grand module de finesse avait de meilleures performances que l'autre sable de désert.

II.3.2 Effet de la combinaison sur les bétons à l'état durci :

II.3.2.1 Résistance à la compression :

Benabed et al. [70], Al-Harthy et al. [79] ont orienté leur test, vers l'effet du sable de dune sur la résistance à la compression. Les résultats ont montré que l'augmentation de la teneur en sable de dune conduit à une baisse dans la résistance du béton (réduction maximale de 25 %), et à une baisse du module d'élasticité. Rmili et al. [69], Rmili et Ouezdou [81] ont abouti aux valeurs les plus élevées des résistances mécaniques pour les bétons normaux et les BAP, pour un dosage de 15 % de sable de désert. Au-delà de ce pourcentage, une diminution a été constatée, est attribuée à l'augmentation de la surface spécifique des granulats qui conduit à l'obligation d'ajouter plus de ciment pour revêtir la surface des granulats.

Melais et Achoura [67] ont étudié l'effet de la nature des sables sur les performances mécaniques des bétons. Les résultats les plus prometteurs sont obtenus avec les sables de carrière et avec le mélange de sable de carrière, sable de dune où les bétons sont plus compacts. La différence des résistances entre les différents échantillons a été expliquée par la nature morphologique (forme des grains de sable, texture, porosité), ainsi qu'à la granulométrie, l'absorption initiale et la liaison granulat pâte de ciment. Ces phénomènes ont été observés au niveau de la microstructure où la matrice cimentaire est très dense pour la plupart des bétons testés par contre l'adhésion matrice cimentaire-granulats varie selon la nature et la texture des granulats.

Aguida et Asroun [83] ont étudié l'influence de différents ajouts sur les caractéristiques mécaniques du béton à base de différents sables de la région de Béchar (Algérie). Les résultats ont montré que la résistance mécanique était toujours inférieure pour le sable de dune en comparaison avec les sables siliceux. Ces résultats ont été expliqués par le fait que le sable de dune a une granulométrie fine. De ce fait, la demande en eau augmente par rapport aux autres sables, donc fait diminuer la résistance mécanique.

II.3.2.2 Durabilité :

Guettala et Mezghiche [84] ont contribué à l'étude de la durabilité des bétons à base de sable de dune en poudre (SDP) en substitution au ciment et cela en se concentrant sur la porosité de ces bétons.

En effet la porosité est le centre des agressions extérieures. Elle est le premier indicateur de la durabilité, car plus le matériau est poreux, plus la pénétration d'agents est facilitée, et donc plus sa durabilité est réduite. Les résultats ont montré que 10 % SDP, a provoqué une diminution de la porosité (de l'ordre 46 %) en comparaison avec celle du béton ordinaire. Ainsi, l'utilisation du SDP améliore la structure poreuse des bétons et modifie les propriétés de rupture, ce qui va améliorer la durabilité des bétons.

II.4 CONCLUSION :

La surexploitation des gisements alluvionnaires a engendré une prise de conscience qui se traduit par l'utilisation de sable de carrière, comme agrégats dans la fabrication du béton hydraulique. Refuser l'utilisation d'un sable concassé à cause de la présence d'éléments très fins n'est pas réaliste. Car l'objectif essentiel est de réduire le coût des matériaux de béton, réduire la pollution de l'environnement et la dilapidation des ressources naturelles.

L'analyse de la normalisation française et européenne ainsi que des études les plus récentes dans le domaine, ont permis de dégager les principaux arguments sur lesquels nous appuyons notre approche méthodologique .

Les données bibliographiques, concernant l'utilisation des sables de carrières (utilisation partielle ou totale), ont été globalement bénéfiques et dans l'intérêt de

l'exploitation du sable concassé, pour mettre fin à l'exploitation anarchique des sables naturels.

Toutefois, après notre analyse des résultats de la littérature. Des études plus poussées sont nécessaires afin d'avoir une approche suffisamment construite et approfondie. Ce qui permettra de prévoir l'effet que peuvent produire les fines, et l'origine des sables ainsi que leurs morphologies dans la formulation des bétons.

C'est dans ce contexte que s'inscrit notre recherche qui a pour objectif d'établir un plan expérimental relatif à l'utilisation de cinq différents sables de carrière Algériennes. Nous envisageons dans cette recherche de travailler sur l'interaction d'autres composants tels que le sable d'oued, sable de dune ou encore les additions minérales.

CHAPITRE III : LES MATERIAUX, LES NORMES, LES ESSAIS ET LES PROCEDURES UTILISES

III.1 INTRODUCTION :

La valorisation de l'utilisation du sable concassé, même avec un taux de fines élevé, est une solution concrète aux problèmes environnementaux et économiques. Surtout que la présence d'élément fin dans le béton est inévitable et indispensable, car la fragmentation de roches s'accompagne systématiquement d'une production de fines [37].

D'autres parts, le taux de fines présent dans ces sables varie selon les procédés de concassage, ainsi que selon la nature minéralogique de la roche exploitée.

De ce fait, les producteurs de granulats ont vu leurs produits rejetés à cause d'un taux élevés en fine dans les sables, malgré le fait que les recherches dans le domaine sont plutôt prometteuses et dans l'intérêt de l'utilisation de sable concassé.

Le présent chapitre va être destiné à l'exposition de la méthode et de l'approche que nous avons utilisé pour mener notre recherche, et qui permettra d'atteindre différents objectifs.

Nous définissons la composition et la provenance des matériaux de base pour la réalisation de ce travail. Nous précisons également les différentes méthodes d'essais utilisées, et les références de leurs normes correspondantes. Enfin, nous décrivons les différents mélanges étudiés.

Cinq compagne d'essais ont été confectionnées, d'une compagne à une autre, nous avons essayé de corriger les problèmes rencontrés dans la compagne précédente (maniabilité, distribution granulaire uniforme, résistance mécanique, durabilité).

Le dosage en ciment de 350 kg a été maintenu constant. Afin d'évaluer et de comparer expérimentalement les performances des bétons élaborés avec différents types de sable de carrière, ayant différents taux de fines et différentes origines minéralogiques.

Cette étude a aussi pour but d'apporter des solutions concrètes aux éventuels effets des particules fines dans le béton, par l'utilisation de matériaux locaux (sable d'oued, sables de dune, pouzzolane, laitier).

III.2 PRINCIPE DE LA METHODOLOGIE EXPERIMENTALE :

L'étude consiste à confectionner des bétons contenant des sables concassés de différentes origines minéralogiques et avec différents taux de fine.

Pour chaque compagne confectionnée, différentes caractéristiques ont été mesurées sur bétons, frais et durci:

- 1- Le comportement à l'état frais : (demande en eau, maniabilité, affaissement),
- 2- Les caractéristiques mécaniques (résistance à la compression, traction et à la flexion, déformabilité),
- 3- La durabilité des bétons (retrait, gonflement, variation de la masse, gel/dégel, immersion dans des solutions de Na₂SO₄ et HCl).

III.3 NORMES CONSULTÉES :

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.4 LE CHOIX DES MATERIAUX :

Les configurations expérimentales étudiées ont été appuyées sur les critères suivants :

III.4.1 Ciments :

Dans cette étude, nous avons utilisé un seul type de ciments à savoir :

- Le ciment Portland CPA-CEM I 42.5/N provenant de la société « SOTACIB KAIROUAN » de Tunisie.

L'utilisation du Ciment Portland permet d'analyser l'effet de l'incorporation des additions minérales sur les performances des bétons fait à base de sable concassé.

Les compositions chimiques, minéralogiques et caractéristiques du ciment (Tableaux III.1, III.2 et III.3) ont été réalisées au laboratoire de l'usine de fabrication du ciment de-Ain Touta (Batna).

En ce qui concerne la densité du ciment " ρ ", elle a été mesurée au pycnomètre (Tableau III.4). Les essais pour la détermination du temps de prise, de la consistance et de la finesse ont été réalisés au sein du laboratoire de l'université de Biskra selon les normes [NF EN 196-3, NF EN 196-6] (Photo III.1).

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

	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	SO ₃	MgO
Ciment	20.40	5.53	3.54	61.60	2.38	1.73

Tableau III.2 : Composition minéralogique du ciment (Bogue)

	C ₃ S	C ₂ S	C ₃ A	C ₄ AF
Pourcentages	51.19	19.88	8.667	10.773

Tableau III.3 : Caractéristiques complémentaires du ciment

	CaOI (Résidu de chaux insoluble)	Refus (Tamis : 45 μ m)	LSF	MS	MAF	PAF	RI
Ciment	0.56	20	93.41	2.25	1.56	2.74	0.60

CaOI : Résidu de chaux insoluble
 LSF : Facteur saturation en chaux
 MS : Module Silique
 MAF : Module Alumino ferrique
 PAF : Perte au feu
 RI : Résidu insoluble

Tableau III.4 : Caractéristiques physiques du ciment

ρ Absolue (g/l)	ρ Apparente (g/l)	Surface spécifique (cm ² /g)	Consistance normale (%)	Début de prise (heure: min)	fin de prise (heure: min)
3149.6	1473.5	3581.5	26	3:25	4:55

La classe du ciment (Tableau III.5) est mesurée sur mortier conventionnel conformément à la norme NF P 15-301.

Tableau III.5 : Résistances mécaniques du mortier

	Age (Jours)		
	3	7	28
Compression	24	33	47



Photo III.1 : Différents dispositifs employés pour le calcul de la consistance, du temps de prise et de la finesse (Vicat à gauche, Blaine à droite)

III.4.2 Granulats :

III.4.2.1 Graviers :

Les graviers sont d'origine naturelle (calcaires jaunâtres) de la carrière de : Biskra.

III.4.2.1.1 Compositions chimiques des graviers :

Les compositions chimiques des deux fractions de gravier (Tableau III.6), qui ont la même source minéralogique, ont été réalisées au sein du laboratoire de l'usine de fabrication de ciment de-Ain Touta (Batna).

Tableau III.6 : Composition chimique des graviers (%)

	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	K ₂ O	SO ₃	Cl	Na ₂ O	MgO
Gravier 8/16	1.45	0.37	0.21	57.71	0.12	0.02	0.017	0	0
Gravier 16/25	1.44	0.35	0.23	57.68	0.12	0.02	0.017	0	0

III.4.2.1.2 Analyse granulométrique [NF P18-560] :

L'analyse granulométrique consiste à tamiser une masse bien déterminée sur une série de tamis à mailles carrées, dont les dimensions d'ouverture sont décroissantes (31.5 ; 25 ; 20 ; 16 ; 12.5 ; 10 ; 8 ; 6.3 ; 5). Les refus sur chaque tamis sont pesés, pour en déduire les tamisât (Photo III.2). Cela va permettre d'analyser la distribution dimensionnelle des grains de nos échantillons et de tracer leur courbe granulométrique (Figure III.1).

Les résultats détaillés de l'analyse granulométrique sont présentés dans l'annexe A.



Photo III.2 : Procédure de quartage et de tamisage (Laboratoire de GC de l'Université de Biskra 05/2013)

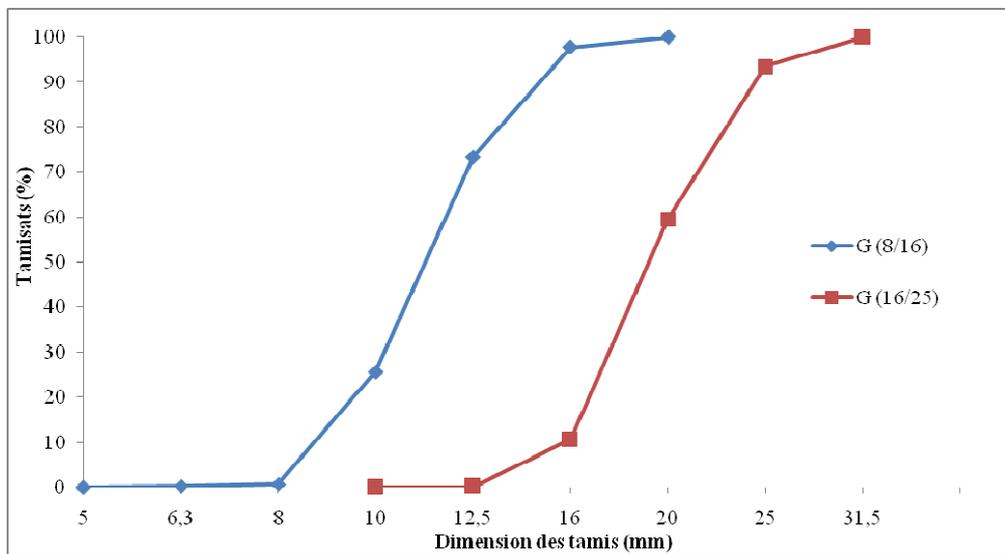


Figure III.1 : Analyse granulométrique des graviers

III.4.2.1.3 Masses volumiques :

Les masses volumiques apparentes et absolues des granulats sont mesurées selon la norme en vigueur [NF P 18-554, NF P 18- 555]. La connaissance de ces paramètres est importante pour la formulation du béton. Les résultats des masses volumiques sont donnés dans le tableau III.7, suivant :

Tableau III.7 : Masses volumiques apparentes et absolues des graviers

	ρ Apparente (g/l)	ρ Absolue (g/l)	d Apparente	d Absolue
Gravier 8/16	1422	2631	1.422	2.631
Gravier 16/25	1449	2659	1.449	2.659

III.4.2.1.4 Essai d'abrasion (Essai Los-Angeles) [NF P18-573]:

L'essai le plus couramment utilisé sur les granulats pour le contrôle de la dureté est l'essai de « Los-Angeles ». Il préconise une valeur limite de 40 % pour les granulats destinés à la confection de bétons courants (Photo III.3).

$$L_s = \frac{m_i - m_f}{m_i} \times 100 = \frac{5000 - 3698}{5000} = 26.04 \% \text{ (Eq.III.1)}$$



Photo III.3 : Appareil de Los Angeles (Laboratoire de GC de l'Université de Biskra 05/2013)

III.4.2.2 Sables :

Les sables utilisés proviennent de différentes régions algériennes, ce qui rend leurs études d'autant plus attrayantes.

Cependant, il existe une contrainte particulière concernant la nature minéralogique des deux sables SD1 et SD2, qui sont issus de la même carrière, mais en une procédure de concassage différente.

La granularité d'un sable est la propriété qui varie le plus, compte tenu des techniques industrielles de concassage et de criblage.

Il faut souligner que les sables utilisés, pour cette thèse, ont été stockés en quantité suffisante pour toute la durée des travaux de recherche, afin de pouvoir préserver des caractéristiques granulaires constantes pour toutes les formulations envisagées.

La provenance des sables est présentée ci-dessous :

Sable A : Carrière de-Ain touta (Entreprise Nationale des Granulats : ENG)

Sable B : Carrière Biskra

Sable C : Carrière Constantine (Entreprise Nationale des Granulats : ENG)

Sable D1 : Carrière Biskra

Sable D2 : Carrière Biskra

Sable de dune U : Gisement Ain Benaoui

Sable témoins T : Sable d'Oued de Biskra (Lioua)

III.4.2.2.1 Composition chimique des sables :

Les compositions chimiques des différents sables (Tableau III.8) ont été réalisées au sein du laboratoire de l'usine de fabrication de ciment de-Ain Touta (Batna) sur un Spectromètre: Cubix XRF (Photo III.4).

Le Spectromètre: Cubix XRF se base que le fait que lorsque l'on bombarde de la matière avec des rayons X, la matière réémet de l'énergie sous la forme, entre autres, de rayons X ; c'est la fluorescence X. Le spectre des rayons X émis par la matière caractérise de la composition chimique de l'échantillon

Tableau III.8 : Composition chimique des sables utilisés
(usine de fabrication de ciment de-Ain Touta) (%)

	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	K ₂ O	SO ₃	Cl	Na ₂ O	MgO	PAF
SA	1.82	0.40	0.27	58.13	0.06	0	0.02	0	0	37.67
SB	1.37	0.50	0.11	58.23	0.08	0	0.017	0	0	38.12
SC	0.34	0	0	60.52	0.02	0	0.017	0	0	36.92
SD1	1.49	0.37	0.20	57.77	0.14	0.06	0.017	0	0	38.23
SD2	1.43	0.32	0.25	57.67	0.15	0	0.017	0	0	38.95
ST	55.08	0.32	0.60	20.15	0	0.02	0.02	0	0.28	17.38
SU	86.45	0.39	1.47	9.42	0.13	0	0.018	0	0	0.24

PAF : Perte au feu



Photo III.4 : Laboratoire de-Ain Touta (10/2013)

(à gauche : Spectromètre: Cubix XRF, à droite : filtres des sables étudiés)

III.4.2.2.2 Zone géographique des gisements :

III.4.2.2.2.1 Sable A (SA) :

Cette carrière se situe au Nord Est des Aurès (Ain Touta), elle est formée d'alternances de partie de calcaires gris compacts et rudiste, et de parties de calcaires dolomitiques (Photo III.5).



Photo III.5 : Localisations de la carrière SA (Ain Touta) [35°29'12.2"N 6°05'08.9"E]

III.4.2.2.2 Sable B (SB) :

Cette carrière se situe au Sud, du bassin d'El Outaya (Biskra). Elle est représentée par des calcaires jaunes (Photo III.6).



Photo III.6 : Localisations de la carrière SB (Biskra) [34°47'15.4"N 5°33'39.6"E]

III.4.2.2.3 Sable C (SC) :

Carrière qui se situe au Sud Est de Constantine (El-Khroub). Elle est formée de calcaires néritiques crayeux blanchâtres et de quelques bancs de gypse (Photo III.7).



Photo III.7 : Localisations de la carrière SC (Constantine, El Khroub) [36°14'29.8"N 6°45'58.0"E]

III.4.2.2.4 Sable D1 et sable D2 (SD1 et SD2) :

La région de Biskra, constitue une zone de transition entre deux domaines très contrastés de l'Algérie : un domaine actif au Nord (l'Algérie alpine) et un domaine stable désertiques au Sud (Algérie saharienne).

Cette carrière se situe aux portes du domaine désertique « Djebel Bou Rhezal » elle est représentée par du calcaire blanc (Photo III.8).

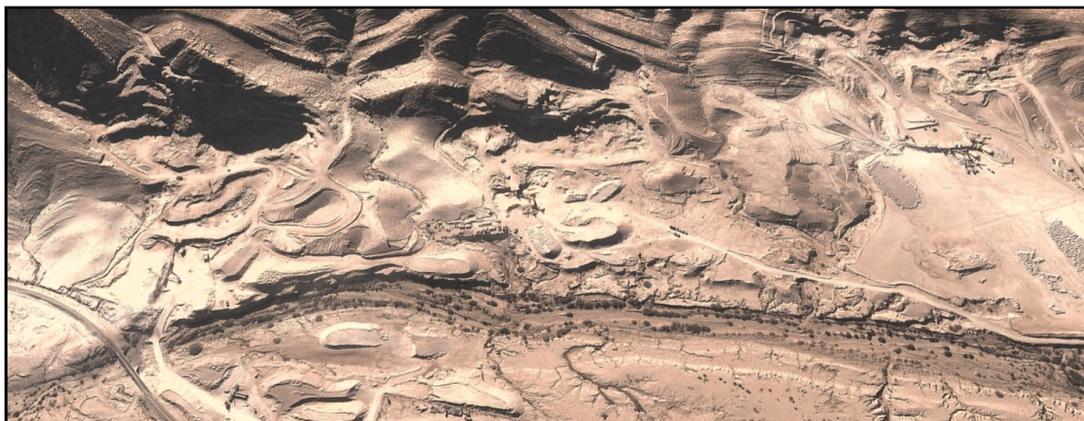


Photo III.8 : Localisations de la carrière SD1 et SD2 (Biskra) [34°55'22.1"N 5°42'50.2"E]

III.4.2.2.5 Sable T (ST) :

C'est un bassin qui se situe à Lioua (Biskra), il est constitué de dépôts plus ou moins gros, transportés par de l'eau courante. Il faut souligner que l'extraction anarchique a élargi le lit de l'oued (Photo III.9).



Photo III.9 : Localisations du bassin ST (Sable d'Oued de Biskra) [34°53'20.6"N 5°44'32.5"E]

III.4.2.2.6 Sable U (SU) :

Ce gisement se situ à « Djebel Tenia » sur la route de Tolga (Biskra). Il se caractérise par une pente douce recouverte par des dépôts de sable de dune

Plus au Sud, se sont les calcaires argileux et les argiles qui dominent dans les vastes étendues du domaine saharien (Photos III.10 et III.11).



Photo III.10 : Localisations du bassin SU (Sable de dune de Tolga) [34°44'57.6"N 5°25'37.9"E]



Photo III.11 : Gisement de sable de d'une SU (Tolga)

III.4.2.2.3 Analyse granulométrique [NF P18-560] :

L'analyse granulométrique consiste à tamiser une masse bien déterminée sur une série de tamis à mailles carrées dont les dimensions d'ouverture sont décroissantes (5 ; 2,5 ; 1.25 ; 0.63 ; 0.315 ; 0.16 ; 0.08). Les refus sur chaque tamis sont pesés, pour en déduire les tamisât. Cela va permettre d'analyser la distribution dimensionnelle des grains de nos échantillons et de tracer leur courbe granulométrique (Figure III.2).

Les résultats détaillés de l'analyse granulométrique sont présentés dans l'annexe A.

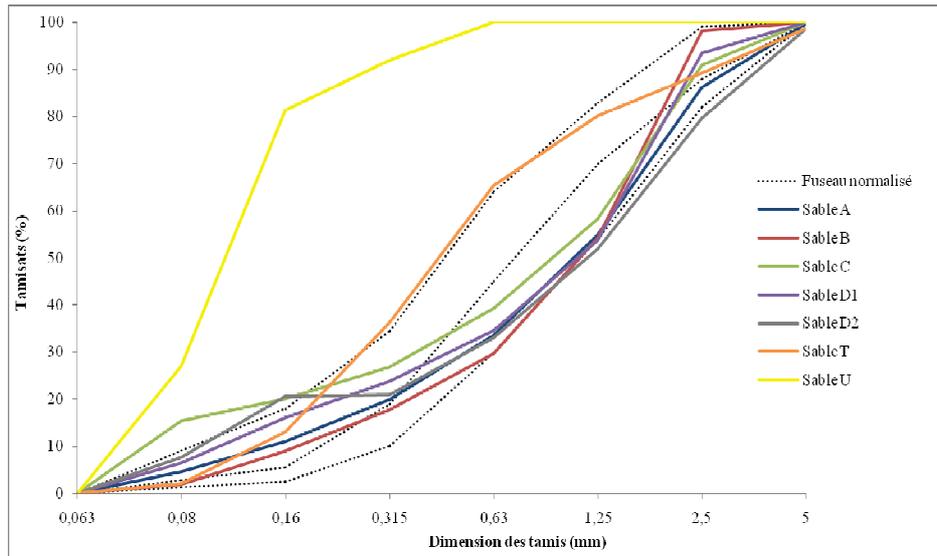


Figure III.2 : Courbe granulométrique des sables

Les résultats montrent que les sables utilisés ne suivent pas le fuseau normalisé (AFNOR). Donc, nous avons procédé à une correction granulométrique, par du sable d’oued (20 %) et du sable de dune (10 %).

Les résultats détaillés de l’analyse granulométrique sont présentés dans les figures III.3 et III.4.

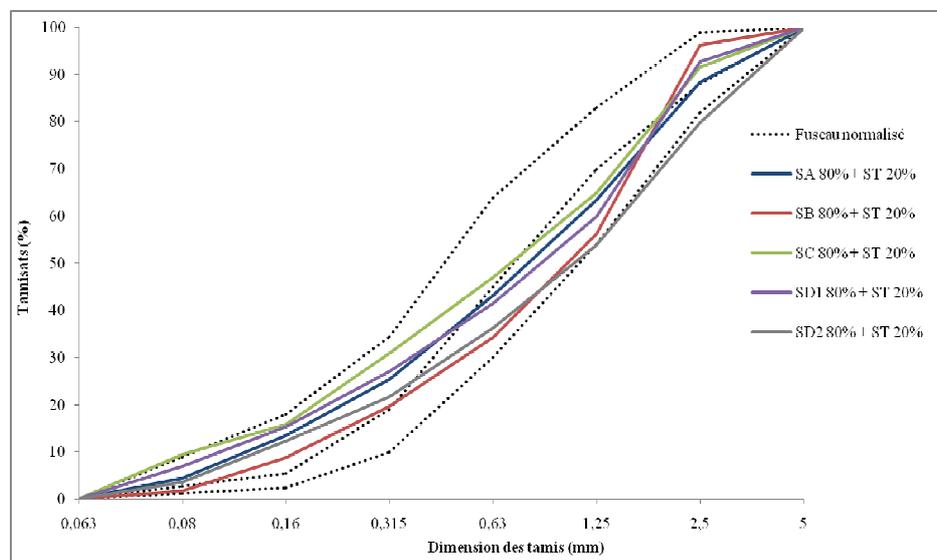


Figure III.3 : Courbe granulométrique des sables de carrière modifiés avec 20 % de sable d’oued

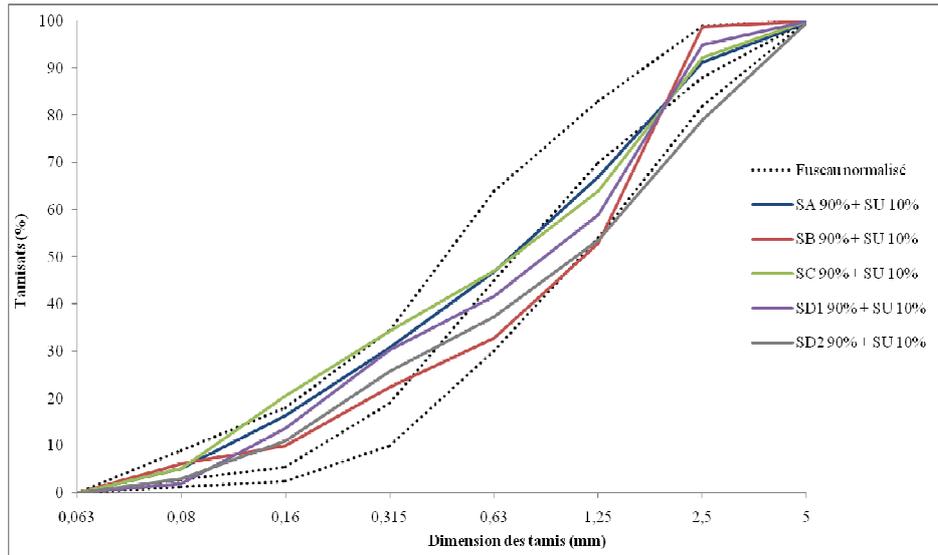


Figure III.4 : Courbe granulométrique des sables de carrière modifiés avec 10 % de sable de dune

III.4.2.2.4 Équivalent de sable [NF P 18-597, NF P 18-598, EN 933-8] :

L'essai d'équivalence de sable est utilisé selon la procédure normalisée décrite dans les normes, afin d'évaluer la propreté des sables entrant dans la composition du béton (Photo III.12). Les résultats de l'essai de l'équivalent de sable des différents échantillons sont présentés dans le tableau III.9.

L'évolution de l'équivalent de sable en fonction du taux de fines est donnée dans la figure III.5.

Tableau III.9 : Equivalent de sable des sables utilisés

	ES_v	ES
Sable A	83.76 %	86.82 %
Sable B	82.2 %	80.165 %
Sable C	77.62 %	73.81 %
Sable D1	79.75 %	78.775 %
Sable D2	86.825 %	85.87 %
Sable T	67.275 %	64.89 %
Sable U	94.325 %	95.96 %



Photo III.12 : Procédure de calcul de l'équivalent de sable
(Laboratoire de GC de l'Université de Biskra 05/2013)

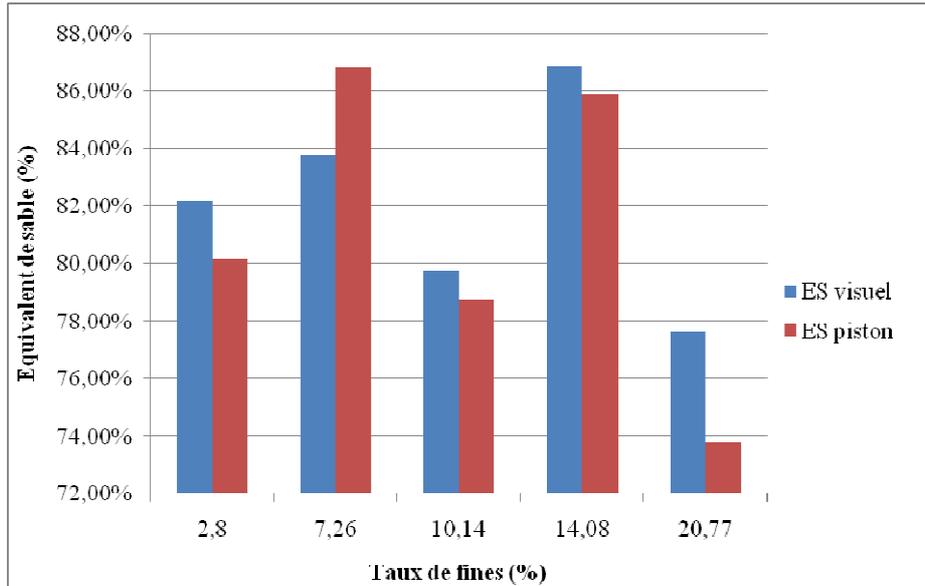


Figure III.5 : Variation de l'équivalent de sable en fonction du taux de fines

III.4.2.2.5 Teneur en fines et module de finesse :

La propreté des granulats est désignée par leur teneur en fines ou d'autres particules (les scories, les particules végétales,...), qui doivent avoir une valeur limitée. Le module de finesse est une caractéristique importante qui doit être vérifiée. Généralement un sable à béton doit avoir un module de finesse compris entre 2.2 et 2.8. Les résultats (Tableau III.10) montrent que le sable utilisé est légèrement grossier puisqu'il présente un module de finesse sensiblement supérieur à la limite admise par la norme.

Tableau III.10 : Teneur en fines et module de finesse des sables utilisés

	Teneur en fines (%)	Module de finesse
Sable A	7.26	2.949
Sable B	2.8	3.073
Sable C	20.77	2.646
Sable D1	10.14	2.785
Sable D2	14.08	2.953
Sable T	1.62	2.235
Sable U	/	0.507

L'évolution du module de finesse en fonction du taux de fines des sables est présentée dans la figure III.6.

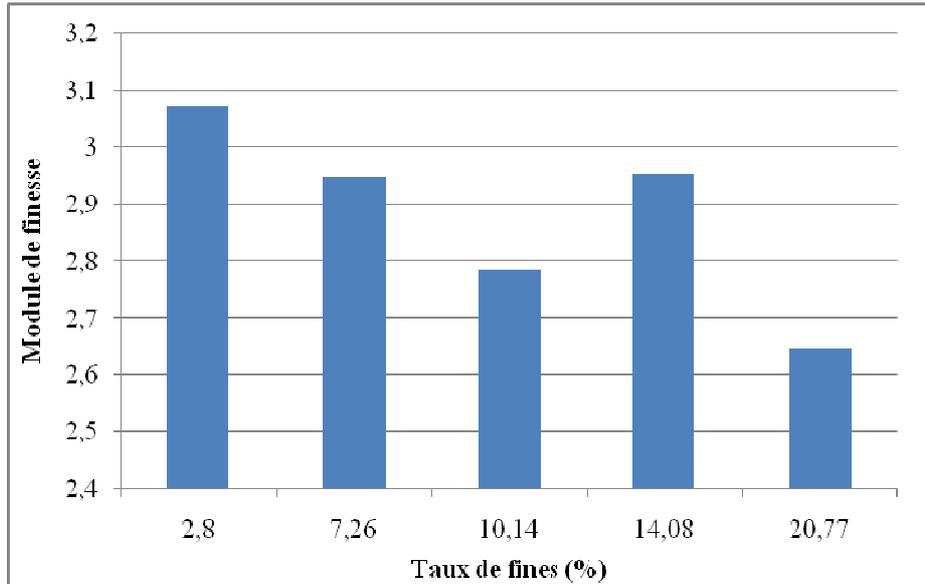


Figure III.6 : Variation du module de finesse en fonction du taux de fines

III.4.2.2.6 Teneur en eau:

Après avoir fait passer les échantillons à l'étuve, afin d'obtenir poids constant. La teneur en eau est calculée comme il a été mentionné dans (**Chapitre I.3.2.3.1.4**). Les différentes valeurs obtenues sont représentées dans le tableau (Tableau III.11).

Tableau III.11 : Teneur en eau des sables utilisés

	Teneur en eau (%)
Sable A	1.214
Sable B	0.73
Sable C	1.385
Sable D1	1.986
Sable D2	0.92
Sable T	0.9

III.4.2.2.7 Masse volumique et densité:

Les différentes valeurs de masse volumique et densité (apparente, absolue), obtenues pour les différents échantillons sont représentés dans le tableau III.12 :

Tableau III.12 : Masses volumiques apparentes et absolues des sables utilisés

	ρ Apparente (g/l)	ρ Absolue (g/l)	d Apparente	d Absolue
Sable A	1569	2480	1.569	2.480
Sable B	1489	2564	1.489	2.564
Sable C	1618	2456	1.618	2.456
Sable D1	1620	2547	1.620	2.547
Sable D2	1696	2549	1.696	2.549
Sable T	1740	2531	1.740	2.531
Sable U	1554	2432	1.554	2.432

$$\rho_{\text{eau}} = 1000 \text{ kg/m}^3 \quad ; \quad 1\text{m}^3 = 1000 \text{ l} \quad ; \quad \rho_{\text{eau}} = 1000 \text{ g/l}$$

III.4.2.2.8 Compacité expérimental des différents sables étudiés :

La mesure de la compacité " Φ " se détermine facilement par l'équation (Eq.III.2) , et ceci grâce à la mesure de la masse volumique du matériau dans un cylindre métallique posé à une table vibrante.

La compacité Φ sera donnée par l'équation [85] :

$$\Phi = \frac{1000 \frac{M_s}{(0.25 \pi D^2 H)}}{\rho} \quad (\text{Eq.III.2})$$

Avec :

M_s : masse de l'échantillon soumis à l'essai (g)

D : diamètre du cylindre (cm)

h : hauteur de l'échantillon (cm)

ρ : masse volumique réelle du matériau utilisé (kg/m^3)

Les résultats de la compacité sont donnés dans la figure III.7 :

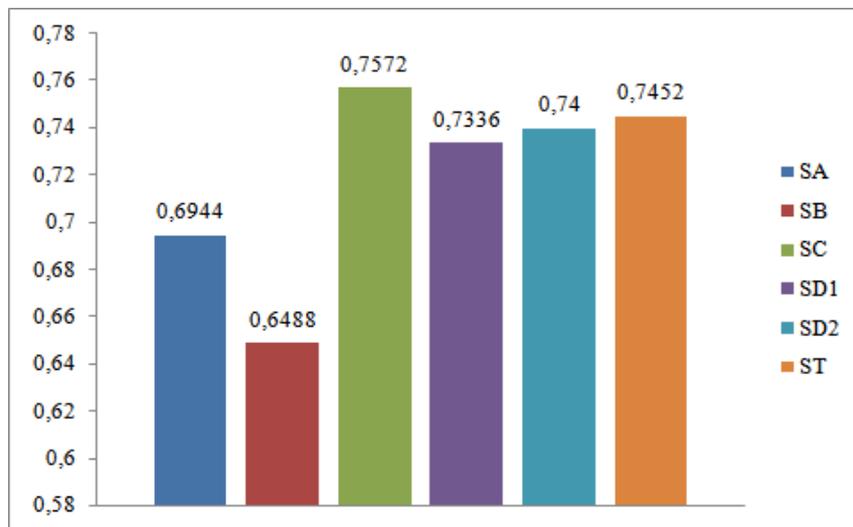


Figure III.7 : Variation de la compacité des sables étudiés

III.4.2.2.9 Absorption d'eau :

Le coefficient d'absorption d'eau est défini comme étant le rapport d'augmentation de la masse après immersion de l'échantillon pendant 24 h dans l'eau à une température de 22 °C, à la masse sèche de l'échantillon.

Les résultats de l'essai sont donnés dans le tableau III.13 :

Tableau III.13 : Absorption d'eau des granulats utilisés

	SA	SB	SC	SD1	SD2	ST	Gravier (8/16)	Gravier (16/25)
Absorption (%)	3	2.7	4	3.7	3.75	0.95	1.4	1.6

III.4.2.2.10 Aspect morphologique (Forme) :

Dans le but de comparer l'aspect morphologique des grains, nous avons procédé à des agrandissements au laboratoire de l'université de GC de Biskra, grâce à un microscope optique. Les résultats sont donnés dans le tableau III.8.

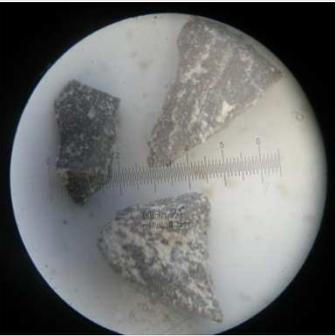
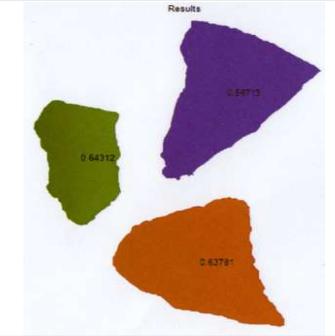
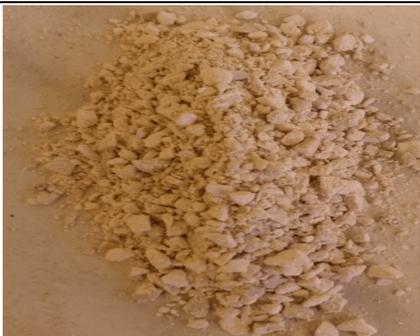
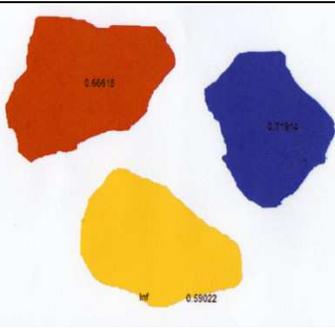
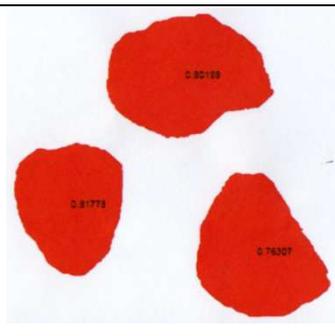
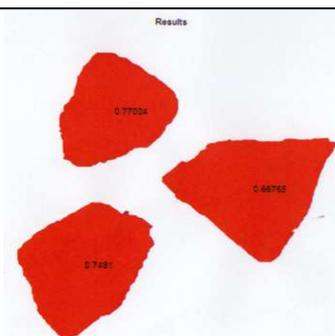
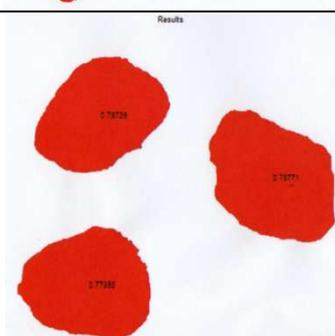
	Photos macroscopique	Photos microscopique	Photos modélisées par le logiciel MATLAB
SA			
SB			
SC			
SD1			
SD2			



Figure III.8 : Aspect morphologique des sables utilisés

III.4.2.2.11 Coefficient de forme (MATLAB) :

Le coefficient de forme des sables a été calculé avec le logiciel MATLAB, les résultats obtenus sont présentés sur le tableau III.14, ci-dessous :

Tableau III.14 : Coefficient de forme des différents sables utilisés

Type de sables	Coefficient de forme
SA	0.616
SB	0.659
SC	0.794
SD1	0.729
SD2	0.788
ST	0.808

III.4.3 Additions minérales :

Concernant les additions minérales, nous avons utilisé le Pouzzolane (P) et le laitier (L), qui sont disponibles au niveau national. La matière première a été récupérée aux près de la cimenterie de-Ain Touta (Batna), et de l'entreprise Arcelor Mittal (Annaba). Par la suite nous avons effectué leurs broyages dans un broyeur à boules au sein des laboratoires de Génie civil d'Annaba et de Biskra (Photo III.13). Les analyses chimiques (Tableau III.15) ont été effectuées au niveau du laboratoire de chimie de la cimenterie de-Ain Touta (Batna).

Les caractéristiques physiques des additions minérales ont été mesurées au sein du laboratoire de GC de l'université de Biskra. Les résultats sont donnés dans le tableau III.16

D'autre part, l'utilisation des additions a pour objectif de mettre en évidence leur effet dans la correction des propriétés des bétons avec du sable concassé. De ce fait, cela permettra de comparer les résultats obtenus.

Tableau III.15 : Composition chimique des additions minérales (%)

	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	K ₂ O	SO ₃	Cl	Na ₂ O	MgO
Laitier	34.94	6.16	0.43	33.43	0.34	1.39	0.02	0	3.77
Pouzzolane	39.13	15.65	8.42	13.34	0.87	0	0.02	0.51	1.90

Tableau III.16 : Caractéristiques physiques des additions minérales

	ρ Apparente (g/l)	ρ Absolue (g/l)	d Apparente	d Absolue	Finesse (surface spécifique) cm ² /g
Laitier	1208	2955.3	1.208	2.9553	5501.93
Pouzzolane	1257	2602	1.257	2.602	4259.83



Photo III.13 : Broyeur utilisé au laboratoire de l'Université de Biskra

III.4.4 Eau de gâchage :

L'eau de gâchage utilisée pour les essais est conforme aux recommandations formulées dans la norme [NF P18-404]. Cette dernière provient du robinet et s'écoule à une température comprise entre 20 °C ± 2 °C. L'analyse chimique de l'eau (faite à université de Constantine) est présentée dans le tableau III.17.

Tableau III.17 : Composition chimique de l'eau (mg/l)

Ca	Mg	Na	K	Cl	SO ₄	CO ₂	NO ₃	Insoluble	pH
104	24	86	4	163	161	301	5	752	7.7

III.5 ESSAIS ET PROCEDURES DES BETONS ELABORES :

III.5.1 Composition des bétons :

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 fines des différents sables de carrière, sur le comportement des bétons ayant différents rapports E/C.

- ❖ **Campagne 1** : Pour atteindre l'objectif visé par l'étude, nous avons confectionné des bétons de référence sans modification, et ceci avec 5 types de sable de carrière et un sable d'oued, considéré comme témoins

Nous avons aussi étudié, l'effet de la correction des sables et cela par la substitution des sables de carrière par du sable d'oued ou du sable de dune.

- ❖ **Campagne 2** : cinq sables de carrière modifiés avec du sable de oued de l'ordre de 20 %
- ❖ **Campagne 3** : cinq sables de carrière modifiés avec du sable de dune de l'ordre de 10 %

Ensuite, à partir des meilleurs résultats pour chaque mélange, nous avons réalisé d'autres essais par l'incorporation d'additions.

- ❖ **Campagne 4** : Incorporation des additions minérales (Laitier et Pouzzolane) dans les mélanges de sable combiné avec 20 % de sable d'oued ou de 10 % de sable de dune
- ❖ **Campagne 5** : Etude de la durabilité et déformabilité des cinq sables de carrière non modifiés et modifiés avec du sable de oued de l'ordre de 20 % ou avec du sable de dune de l'ordre de 10 %

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 ».

De ce fait, les mélanges réalisés sont:

- Pour le béton, un dosage fixe a été utilisé, soit 350 kg/m^3 et avec deux rapports E/C : 0.5 et 0.6, et cela pour les bétons de référence et les bétons avec des sables de carrière modifiés avec sable d'oued ou sable de dune.
- Pour la partie qui concerne l'utilisation des additions minérales, nous avons choisi d'utiliser un rapport E/C constant (0.6). L'incorporation des additions (10 % et 15 %) s'est faite en substitution au ciment. Cette partie a été faite, sur les bétons de référence et les bétons avec sables de carrière modifiés avec sable d'oued ou sable de dune.

La combinaison de l'ensemble de ces configurations expérimentales a conduit à la confection de :

- 12 formulations : 108 éprouvettes cubiques $(10 \times 10 \times 10) \text{cm}^3$, 36 prismatiques $(10 \times 10 \times 40) \text{cm}^3$, et 36 cylindriques $(16 \times 32) \text{cm}^2$ pour la première campagne.
- 20 formulations ont été réalisées pour les deuxièmes et troisièmes campagnes pour un total de 180 éprouvettes cubiques $(10 \times 10 \times 10) \text{cm}^3$
- La quatrième campagne a traité 60 formulations pour un total de 540 éprouvettes cubiques $(10 \times 10 \times 10) \text{cm}^3$.
- Pour la cinquième campagne, 16 formulations ont été traitées pour un total de 240 éprouvettes cubique $(10 \times 10 \times 10) \text{cm}^3$, 48 éprouvettes prismatiques $(7 \times 7 \times 28) \text{cm}^3$, et 48 éprouvettes prismatiques $(10 \times 10 \times 40) \text{cm}^3$.

Un total de 1068 éprouvettes cubiques, 132 éprouvettes prismatiques et 36 cylindriques ont subi des essais dans le cadre de cette thèse.

Toutes les formulations des bétons sont données dans l'annexe B.

III.5.2 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 $(10 \times 10 \times 10) \text{cm}^3$ [NF P18-406]

Les essais de flexion simple et les essais de déformabilité ont été réalisés sur des prismes $(10 \times 10 \times 40) \text{cm}^3$ [NF P18-407].

Les essais de traction par fendage ont été réalisés sur des éprouvettes cylindriques $(16 \times 32) \text{cm}^2$ [NF P18-408].

III.5.2.1 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.5.2.2 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 immergés dans un bassin d'eau à une température de $20 \text{ }^\circ\text{C} \pm 2$ 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.14 et III.15 montrent le malaxeur, les moules ainsi que le bassin de conservation des éprouvettes.



Photos III.14 : Malaxeur et moules utilisés pendant les essais
(Laboratoire de GC de l'Université de Biskra 01/2014)



Photos III.15 : Eprouvettes et bassin de conservation
(Laboratoire de GC de l'Université de Biskra 01/2014)

III.6 PROGRAMME DES ESSAIS :

III.6.1 Maniabilité :

Elle désigne la facilité de mise en place du béton. Les propriétés mécaniques de ce dernier sont liées à sa maniabilité.

III.6.1.1 Affaissement au cône d'Abrams :

L'appareillage et les procédures ont été suivis tels que décrits dans la norme [NF P 18-451]. Elle est schématisée dans la figure III.9 :

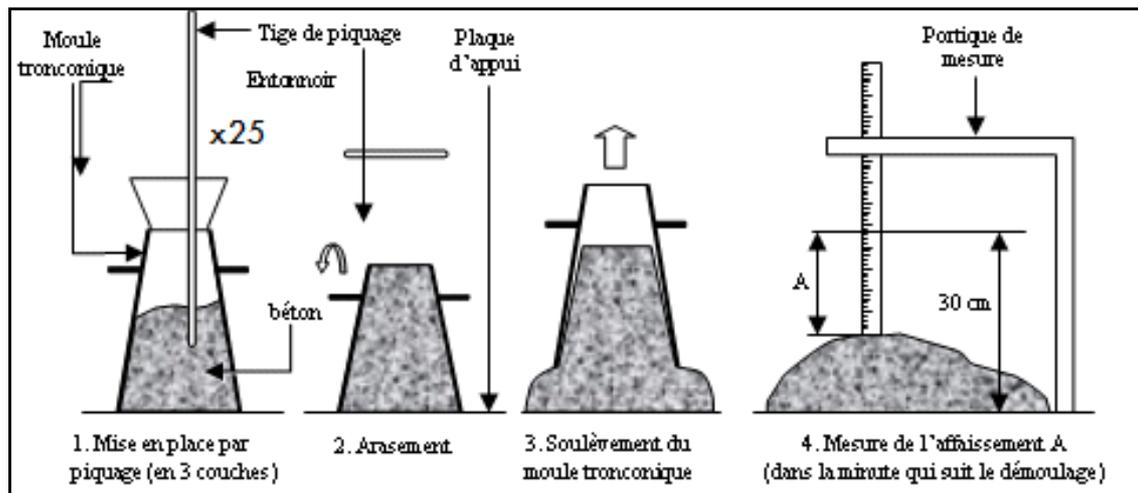


Figure III.9 : Schématisation de la mesure de l'affaissement au cône d'Abrams [4]

Dans cet essai, il s'agit de constater l'affaissement d'un cône de béton sous l'effet de son propre poids, vu que quand le béton n'est plus maintenu il s'affaisse selon sa consistance (Photos III.16).



Photos III.16 : Essai réel d'affaissement au cône d'Abrams
(Laboratoire de GC de l'Université de Biskra 01/2014)

Les consistances données par la norme [NF P 18-451] sont présentées dans le tableau III.18 :

Tableau III.18 : Appréciation de la consistance en fonction de l'affaissement au cône

Classe de consistance	Affaissement (cm)	Tolérance (cm)
Ferme F	0 à 4	± 1cm
Plastique P	5 à 9	± 2cm
Très plastique TP	10 à 15	±3 cm
Fluide Fl	≥ 16	

III.6.1.2 Table à secousses :

L'ouvrabilité pour les bétons ferme a été mesurée par la table à secousses, conformément aux normes [NF EN 12350-5]. Le moule tronconique est rempli de béton, et démoulé puis il reçoit 15 chocs en 15 secondes. On mesure le diamètre de la galette ainsi obtenue (Figure III.10 et Photos III.17).

L'étalement est donné par la formule (Eq.III.3) :

$$E = \frac{D_r - D_i}{2} \text{ (mm) (Eq.III.3)}$$

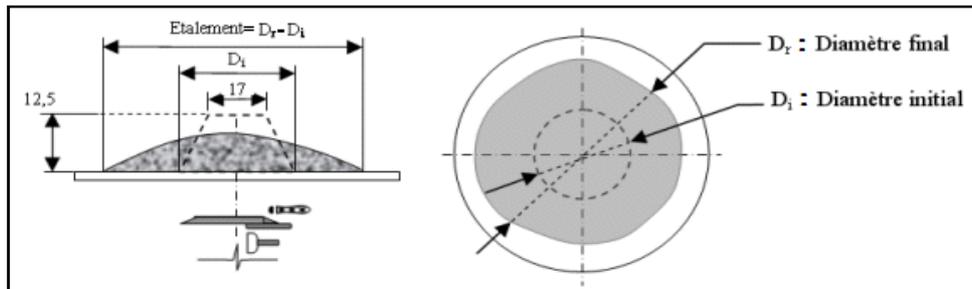


Figure III.10 : Schéma de la Table à secousses [4]

Avec :

D_r : Diamètre final de l'étalement

D_i : Diamètre initial de l'étalement



Photos III.17 : Table à secousses utilisée lors des essais (Laboratoire de GC de l'Université de Biskra 01/2014)

III.6.2 Compacité :

L'essai consiste à remplir le récipient de béton, en laissant tomber le béton alternativement (Figure III.11 et Photo III.18). Après avoir été arasé, le béton est compacté, à l'aide de la table vibrante.

On procède en suite, à la pesée totale puis on remplit le récipient de béton et on active les vibrations jusqu'à ce qu'on ne puisse plus déceler de diminution de volume.

Le degré de compactibilité est exprimé par le rapport entre la masse de béton avant compactage et après compactage (Eq.III.4).

$$C = \frac{m_i}{m_f} \text{ (Eq.III.4)}$$

m_i : Masse de béton avant compactage

m_f : Masse de béton après compactage

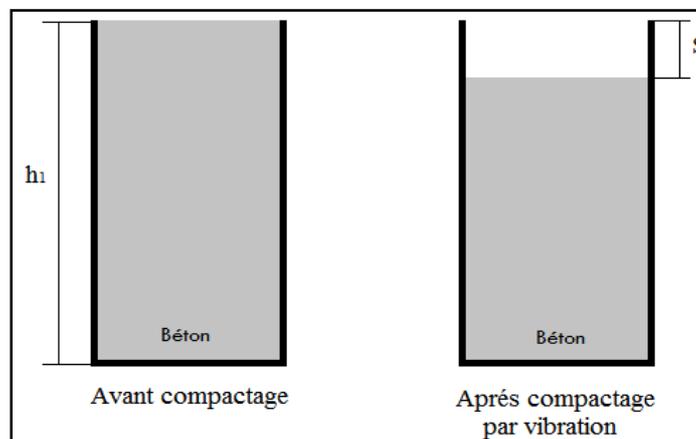


Figure III.11 : Représentation schématique de la variation de la compacité des bétons



Photo III.18 : Dispositif de mesure de la compacité des bétons
(Laboratoire de GC de l'Université de Biskra 01/2014)

III.6.3 Résistances mécaniques :

La plupart des essais effectués ont été faits en fonction du matériel disponible, mais aussi en fonction des caractéristiques des matériaux. Sur l'ensemble des essais menés, nous avons constaté l'absence d'anomalie majeure sur les résultats.

III.6.3.1 Essais de résistance à la compression :

L'essai de la résistance à la compression a été effectué sur une presse «Digimax Plus 70-C0019/B» de marque «Controls», d'une capacité de 1000 KN en compression et cela conformément à la norme [NF P 18-406, EN 12390-3]. Elle est constituée par deux plateaux (Photos III.19), celui du bas est fixe alors que celui du haut est relié à un piston exerçant une force axiale croissante. La vitesse de chargement a été de l'ordre de 0.5 MPa/s. Les valeurs et l'interprétation des résistances sont données dans le chapitre IV.



Photos III.19 : Machine d'essai de compression utilisé (Laboratoire de GC de l'Université de Biskra 02/2014)

La photo III.20, montre l'état des éprouvettes cubiques après écrasement.



Photo III.20 : Eprouvettes cubiques (10x10x10) cm³ après écrasement (Laboratoire de GC de l'Université de Biskra 02/2014)

III.6.3.2 Essais de résistance à la flexion :

Les essais de la résistance à la flexion en 4 points (Figure III.12) ont été effectués après une cure de 28 jours dans l'eau, sur une presse manuelle de marque Controls, d'une capacité de 1500kg (Photo III.21), et cela conformément à la norme [NF P 18-407, NF EN 12390-5]. Des études ont montré que la résistance à la flexion du béton peut être donnée en fonction de sa résistance à la compression par la formule suivante (Eq.III.5) [86].

$$R_f = R_c^{0,459} \text{ (Eq.III.5)}$$

Avec:

R_f : Résistance en flexion en MPa

R_c : Résistance en compression en MPa.

Dans notre cas :

$$R_f = \frac{Pl}{bh^2} \text{ (Eq.III.6)}$$

Avec:

P: Charge de rupture en N

l: Distance entre appuis (30cm)

b: largeur de la section transversale (10cm)

h: hauteur de la section transversale (10cm)



Photo III.21 : Machine d'essai de flexion utilisé
(Laboratoire de GC de l'Université de Biskra 02/2014)

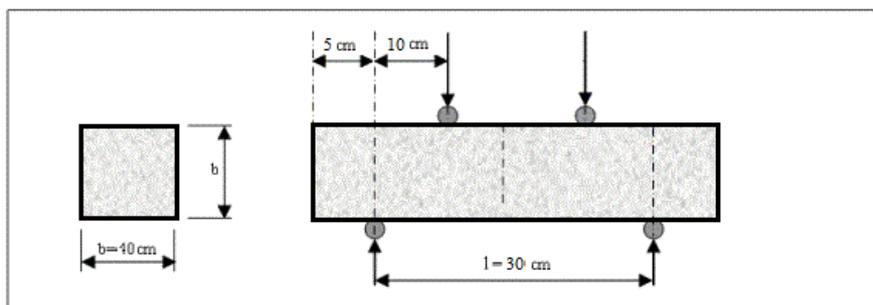


Figure III.12 : Schématisation du dispositif pour l'essai de résistance à la flexion [4]

La photo III.22, montre l'état des éprouvettes prismatiques après écrasement.



Photo III.22 : Epreuves prismatiques (10x10x40) cm³ après écrasement
(Laboratoire de GC de l'Université de Biskra 02/2014)

III.6.3.3 Essais de résistance à la traction par fendage :

Suite à une cure de 28 jours dans l'eau, les essais de la résistance à la traction par fendage (essai brésilien) ont été effectués (Figure III.13).

Chaque éprouvette est couchée horizontalement dans un dispositif de fixation (Photo III.23), qui est intégré dans la même presse des essais de compression «Digimax Plus 70-C0019/B» de marque «Controls», d'une capacité de 500 KN en traction et cela conformément à la norme [NF P 18-408, NF EN 12390-6].

Dans cet essai, l'éprouvette subit un effort de compression qui engendre des contraintes de traction dans le plan passant par ces deux génératrices.

Comme pour la flexion, plusieurs lois ont été proposées pour prédire la résistance à la traction par fendage " f_t " à partir de la résistance à la compression.

Une relation couramment admise pour les bétons courants est donnée par l'équation suivante (Eq.III.6) [48].

$$f_t = 0.6 + 0.06 f_c \text{ (Eq.III.7)}$$

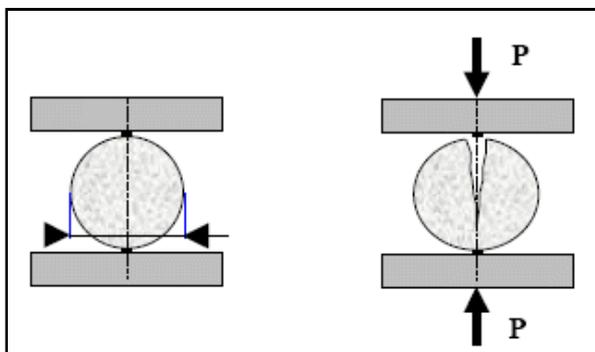


Figure III.13 : Schématisation du dispositif pour l'essai de rupture par fendage [4]



Photo III.23 : Machine et dispositif d'essai de traction par fendage
(Laboratoire de GC de l'Université de Biskra 02/2014)

La photo III.24, montre l'état des éprouvettes cylindriques après écrasement.



Photo III.24 : Eprouvettes cylindrique après écrasement
(Laboratoire de GC de l'Université de Biskra 02/2014)

III.6.4 Essai d'absorption d'eau par immersion :

L'absorption par immersion consiste à mettre les éprouvettes du béton dans l'étuve et de les peser jusqu'à un poids constant. Ensuite, les immerger totalement dans l'eau à 20 °C pendant une durée de 24 heures, c'est-à-dire jusqu'à saturation du matériau.

III.6.5 Le coefficient de ramollissement :

Le coefficient de ramollissement est le rapport de la résistance à la compression d'un matériau saturé d'eau " R_{sat} " à la résistance à la compression du matériau sec

"R_{sec}". Les matériaux ayant un coefficient de ramollissement égal ou supérieur à 0.8 son considéré comme résistance à l'eau. Les résistances "R_{sat}", "R_{sec}" sont mesurée sur des éprouvettes cubiques (10x10x10) cm³ à 28 jours [2].

III.6.6 Module de Young :

Théoriquement, le module de Young ou le module d'élasticité, c'est la propriété d'un matériau à se déformer de façon élastique et réversible sous l'action d'une charge (Eq.III.7).

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon} \text{ (Eq.III.8)}$$

E : Module de Young, en MPa

σ : Contrainte. en MPa

ε : Déformation, en mm/mm

Toutefois, il existe certaines relations expérimentales reliant le module élastique du béton à sa résistance à la compression "f_c". Par exemple, celle proposée dans le règlement français du béton armé BAEL (Eq.III.8) :

$$E = 11000 f_c^{1/3} \text{ (Eq.III.9)}$$

De Larrard [49] propose, dans ses travaux un modèle plus élaboré (modèle trispère) qui est l'évolution du modèle bisphère fondé par "Hashin" comme cela a été décrit en détaille dans le chapitre I.

Expérimentalement, chaque série de béton réalisé comprend trois échantillons prismatiques de (10x10x40) cm³. La déformation avait été mesurée à 28 jours du durcissement, au moyen de comparateurs à cadran ayant la valeur d'une division de 0.01 mm. Ces derniers sont installés sur des cadres appropriés, sur une distance de 200 mm dans le sens longitudinal et de 100 mm dans le sens transversal (Photo III.25).



Photos III.25 : Dispositif pour le calcul des déformations longitudinales et transversales (Laboratoire de GC de l'Université de Biskra 01/2015)

La résistance prismatique des éprouvettes est donnée par équation (Eq.III.9) :

$$R_i = \frac{P}{F} \text{ (Eq.III.10)}$$

P : Charge de destruction (daN)

F : Aire de la section de l'éprouvette (cm²)

Le module d'élasticité se détermine au niveau de 30 % de la charge de destruction (Eq.III.10).

$$E_{el} = \frac{\sigma_1}{\varepsilon_{(1,2)el}}, \sigma_1 = \frac{P_1}{F} \text{ (Eq.III.11)}$$

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

P_1 : Charge de destruction correspondante ($P_1 = 0.3P$).

ε_{1el} : Accroissement des déformations relatives élasto-instantanées longitudinales pour une charge P_1 (Eq.III.12).

ε_{2el} : Accroissement des déformations relatives élasto-instantanées transversales pour une charge P_1 (Eq.III.12).

L'accroissement des déformations relatives longitudinales et transversales se détermine comme la moyenne arithmétique des indications des indicateurs des quatre côtés du prisme.

$$\varepsilon_{1el} = \frac{\Delta l_1}{l_1}, \varepsilon_{2el} = \frac{\Delta l_2}{l_2} \text{ (Eq.III.12)}$$

Δl_1 et Δl_2 : Accroissement absolu des déformations longitudinales et transversales des éprouvettes correspondant à l'accroissement des contraintes

l_1 et l_2 : Bases fixes pour les mesures de déformation longitudinales et transversales des éprouvettes

III.6.7 Essai du retrait et de gonflement :

Le retrait qui correspond à une diminution apparente du volume de béton est un facteur important, car il entraîne souvent l'apparition de fissures qui peuvent nuire à la durabilité du béton.

La présence de fines dans les sables à différents pourcentages engendre des modifications dans le squelette granulaire vis-à-vis de la déformation du béton.

Cet essai consistera à mesurer le retrait et le gonflement (augmentation du volume du béton) jusqu'à 28 jours sur prisme de (7x7x28) cm³ de bétons (Photo III.26).

Durant toute la période de mesure, la température variait de 15 °C à 19 °C, tandis que l'humidité variait de 47 à 51 %.



Photo III.26 : Mesure du retrait et du gonflement
(Laboratoire de GC de l'Université de Constantine 03/2015)

III.6.8 Essai de durabilité :

III.6.8.1 Gel/dégel :

La durabilité du béton à base de sable concassé est fortement affectée par le milieu et le climat sévère de chaque région.

La durabilité dans notre étude s'insère dans ce contexte, par l'étude de l'endurance (résistance à la compression) des éprouvettes de béton (10x10x10) cm³. Ces dernières ont été exposées à des ambiances cycliques de température (gel/dégel).

À l'âge de 28 jours, les éprouvettes étaient soumises à une variation de température de -15 °C à 15 °C dans une enceinte climatique de type « Controls 10-D1429/A » (Photo III.27). Au bout de 50 cycles, ces les éprouvettes ont été écrasées. Les résistances à la compression issues de ces essais nous ont donné une idée sur la durabilité du béton.



Photo III.27 : Enceinte climatique (conservation pour le cycle gel/dégel)
(Laboratoire de GC de l'Université de Constantine 03/2015)

Les photos III.28 montrent les réglages apportés à l'enceinte climatique avant sa mise en marche.



Photos III.28 : Programmation de l'enceinte climatique
(Laboratoire de GC de l'Université de Constantine 03/2015)

III.6.8.2 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) (Photos III.29).

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 [87].

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.19 :

Tableau III.19 : 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 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.



Photos III.29 : Conservation des éprouvettes exposées à des milieux agressifs (Laboratoire de GC de l'Université de Constantine 03/2015)

III.7 CONCLUSION :

À l'issue de ce chapitre, et suite aux essais physiques, aux analyses chimiques, ainsi que minéralogiques, des matériaux nous avons constaté les points suivants :

- La granularité des sables varie selon la carrière. En effet, les sables SB et SD2 avaient une granulométrie différente par rapport aux autres sables.
- Le sable SB avait une granulométrie étalée au niveau des tamis supérieurs, tandis que le sable SD2, avait peu d'éléments dans les gros gravillons. Cette variation nous a permis d'ouvrir de nouvelles perspectives dans notre travail, suite aux résultats donnés.
- Les sables sont assez grossiers, vu leur module de finesse à l'exception des deux sables SC et SD1.
- Les masses volumiques et l'absorption d'eau varient sensiblement d'un matériau à un autre.
- L'équivalent de sable avait montré que les sables étaient plutôt propres, aucune anomalie n'a été détectée.
- Une description géologique des carrières, dont sont issus les sables, avait été donnée et elle avait montré que la nature minéralogique des roches était dominée par du calcaire.

La connaissance des caractéristiques relatives aux matériaux va nous aider dans le chapitre qui suit à bien comprendre leurs mécanismes d'action et à mieux interpréter les résultats expérimentaux.

L'ensemble des essais réalisés sur les bétons, à l'état frais et durci, était abordé. Nous exposerons, dans le chapitre suivant les résultats et les valeurs mesurées pour chaque mélange, que se soit avec du sable de carrière seul ou combinés avec du sable d'oued, ou du sable de dune. L'interprétation de tous les résultats sera aussi abordée.

CHAPITRE IV : RESULTATS ET DISCUSSIONS

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 de la teneur en fines :

Analyse des résultats expérimentaux pour les cinq variétés de sable ayant différentes teneurs en fine.

b) Effet de la correction de la distribution granulaire :

Confrontation des résultats expérimentaux des sables de carrière de référence (non modifiés), avec ceux des sables de carrière modifiés (sable d'oued ou du sable de dune).

c) Effet des additions minérales :

Utilisation des additions minérales (laitier et pouzzolane), pour la correction de différentes anomalies constatées dans les 3 premières campagnes d'essais.

d) Durabilité et déformabilité des bétons :

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

- Retrait
- Gonflement
- Variation de la masse
- Absorption d'eau et coefficient de ramollissement
- Gel/dégel
- Attaque chimique et sulfatique
- Déformabilité

Les résultats obtenus avec l'approche comparative 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 ANALYSE ET INTERPRETATION DES RESULTATS DE RECHERCHE:

IV.2.1 Effet de la teneur en fines :

Les figures IV.1 à IV.8, illustrent les variations de l'affaissement et des résistances (compression, traction, flexion) des bétons en fonction des types de sable (différentes teneurs en fines). Les mélanges sont réalisés à un dosage fixe (350kg/m^3) et avec deux rapports E/C : 0.5 et 0.6.

IV.2.1.1 État frais :

Les essais à état frais étaient caractérisés par l'affaissement au Cône d'Abrams et l'étalement à la table à secousse.

IV.2.1.1.1 Etalement à la table à secousse et affaissement :

Les résultats du comportement à l'état frais pour les deux rapports E/C sont présentés sur les figures IV.1 et IV.2.

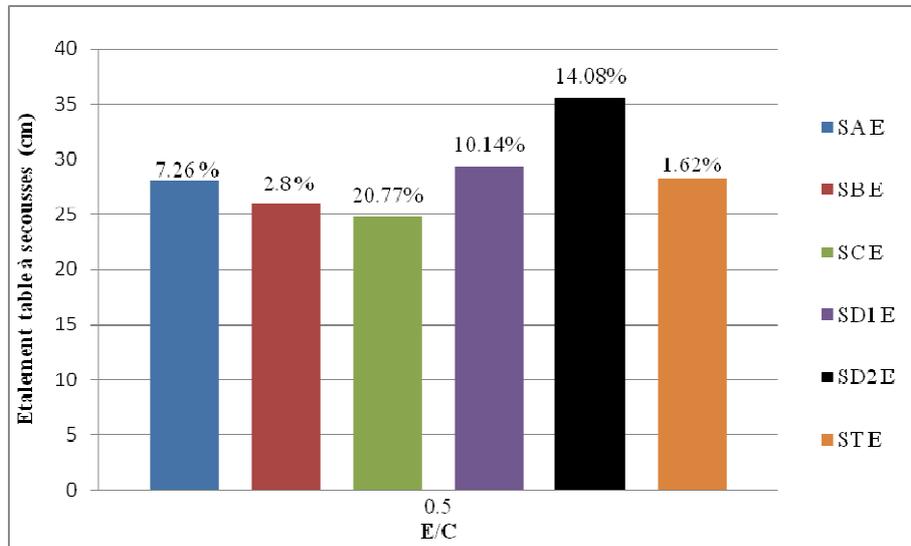


Figure IV.1 : Comparaison des effets des fines sur l'étalement des bétons (E/C=0.5)

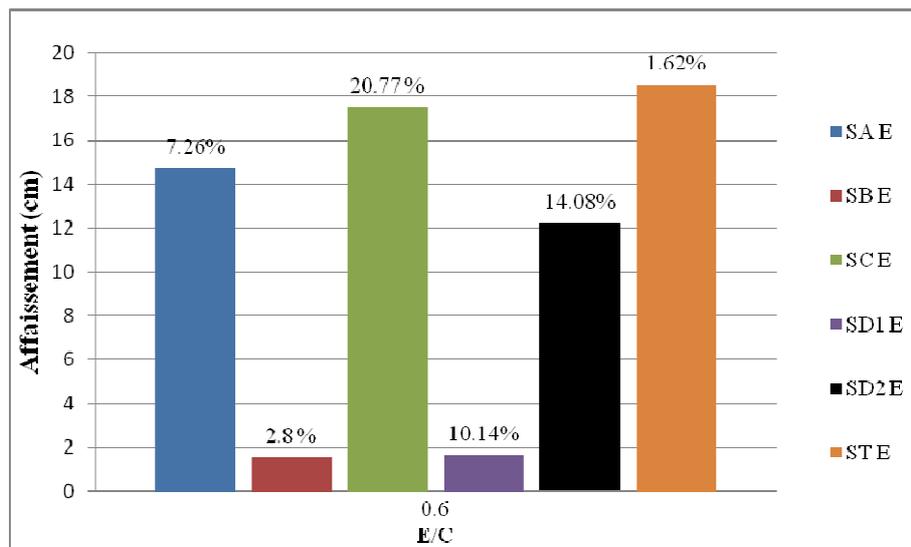


Figure IV.2 : Comparaison des effets des fines sur l'affaissement des bétons (E/C=0.6)

IV.2.1.1.1.1 Comparaison de l'étalement pour un rapport (E/C = 0.5):

Les résultats du comportement des bétons à l'état frais montrent que pour un rapport E/C=0.5, un manque d'eau était constaté ce qui engendre des bétons fermes. De ce fait, leur comportement était mesuré par la table à secousse. Les résultats confirment le fait que pour un faible rapport E/C les meilleures valeurs du comportement à l'état frais peuvent être situées pour un optimum de 10 % à 14 % de fines. Dans un cas réel, ce type de béton ne peut être utilisé vu sa mauvaise pompabilité.

IV.2.1.1.1.2 Comparaison de l'affaissement pour un rapport (E/C = 0.6):

La figure IV.2 illustre l'affaissement des bétons pour un E/C = 0.6. Les résultats confirment les résultats de littérature à savoir le fait que les meilleures valeurs de l'affaissement étaient obtenues pour le sable d'oued (grain roulé).

En ce qui concerne les sables de carrière, l'analyse des résultats montre que les bétons les plus maniabiles sont les bétons faits avec les sables « SA » (7.26 %) et « SC » (20.77 %). Ce qui contredit quelques résultats de la littérature qui affirmait le fait que l'augmentation de la teneur en fines engendre systématiquement une baisse de maniabilité [53, 57,58].

Les sables « SD1 et SD2 » sont de même source minéralogique et ont une teneur en fine proche, mais leur affaissement est très différent (SD2 supérieures de 84.9 % à SD1). Cela confirme le fait que la variation d'affaissement n'est pas directement liée à la teneur en fines et qu'un autre paramètre interagit et engendre des différences dans le comportement des bétons à l'état frais. Les sables « SB et SD1 » ont une granulométrie très étalée et une grande proportion de grain au niveau des tamis 2.5 mm (Figure III.2). Cette différence, dans l'étalement des grains pourraient expliquer les résultats obtenus.

IV.2.1.1.2 Compacité :

Les résultats de la compacité des bétons à base de différents sables et pour les deux rapports E/C, sont présentés dans les figures IV.3 et IV.4.

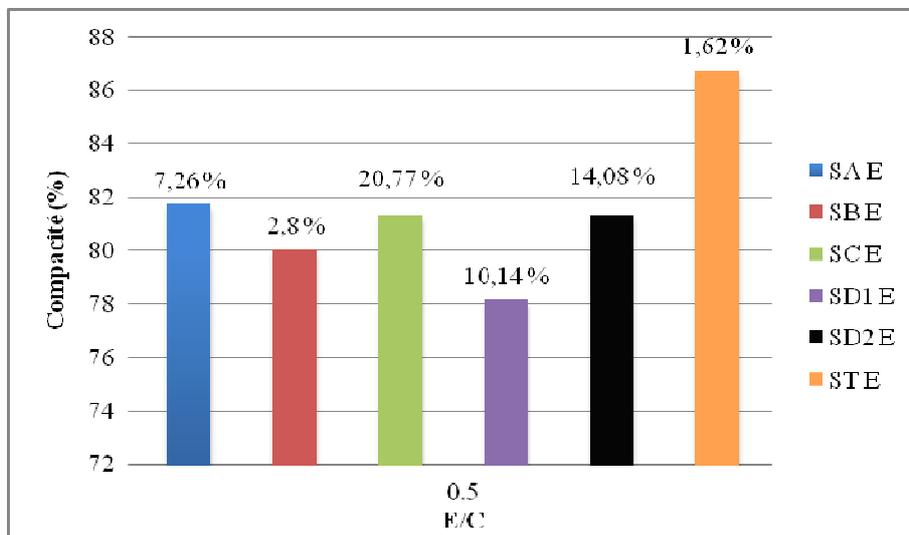


Figure IV.3 : Variation de la compacité en fonction du taux de fines (E/C=0.5)

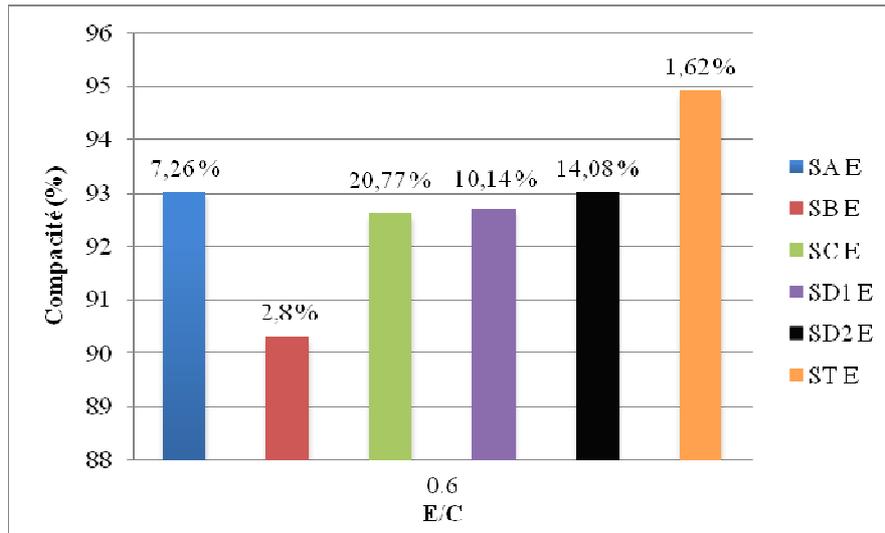


Figure IV.4 : Variation de la compacité en fonction du taux de fines (E/C=0.6)

Un autre paramètre était étudié en vue d'éclaircir les résultats obtenus ; c'est la compacité des bétons. Les résultats montrent que pour les deux rapports E/C le béton avec sable d'oued était plus compact. Ces résultats étaient attribués à la mono-granularité des grains du sable d'oued qui était plus uniforme et cela permet d'avoir une diminution de la porosité et une augmentation de la compacité.

La compacité des sables concassés été proche, sauf pour le sable « SB » (2.8 %). Ces résultats sont attribués au fait que le sable « SB » contient peu de fines, et de ce fait, cela ne permet pas de bien remplir les vides granulaires et augmente la porosité par rapport aux autres sables.

IV.2.1.2 État durci :

IV.2.1.2.1 Résistance à la compression :

L'évolution des résistances en compression à 7, 14 et 28 jours des bétons avec les différents sables est représentée par les figures IV.5 et IV.6.

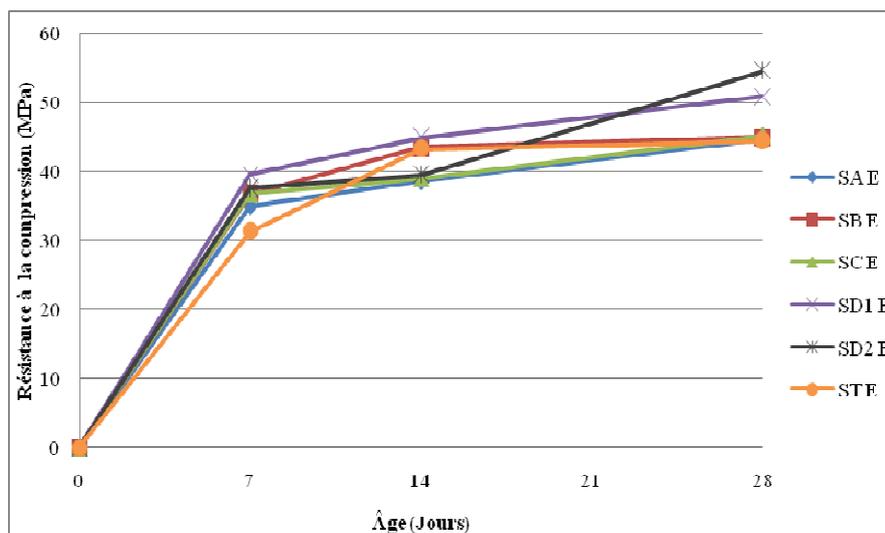


Figure IV.5 : Variation de la résistance à la compression en fonction de l'âge et du taux de fines (E/C=0.5)

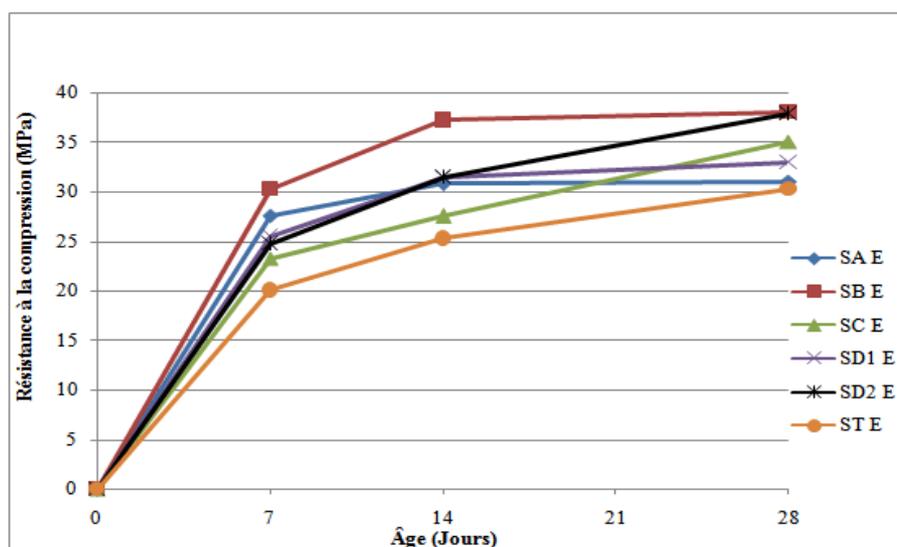


Figure IV.6 : Variation de la résistance à la compression en fonction de l'âge et du taux de fines (E/C=0.6)

IV.2.1.2.1.1 Comparaison de la résistance à la compression du sable d'oued et des sables de carrière (E/C = 0.5):

La figure IV.5 montre que la résistance à la compression du béton à base de sable d'oued étaient à peu près semblables à celle des bétons à base de sable de carrière « SA, SB, SC ». Ces résultats ont été expliqués par la dynamique du mouillage de l'eau, c'est-à-dire la répartition de l'eau dans le béton. En effet, la présence de grandes quantités de fines engendre une absorption soudaine d'eau dans les bétons à base de sable de carrière, ce qui conduira à une mauvaise hydratation du ciment [18, 19,82].

Une forte absorption d'eau engendre une baisse de la résistance, contrairement au béton qui a peu de fine « SB » où la résistance avoisine la résistance du béton témoin « ST ».

IV.2.1.2.1.2 Comparaison de la résistance à la compression des sables de carrière (E/C = 0.5) :

La comparaison des résultats expérimentaux (Figure IV.5) montre que les résistances en compression étaient à peu près semblables, avec une différence maximale inférieure à 18.57%. Les meilleures valeurs de résistance étaient obtenues pour les sables « SD1, SD2 » qui ont un pourcentage optimal de fines entre 10% et 14 %.

IV.2.1.2.1.3 Comparaison de la résistance à la compression du sable d'oued et des sables de carrière (E/C = 0.6):

La figure IV.6 montre que la résistance à la compression du béton à base de sable d'oued est inférieure à celle des bétons à base de sable de carrière. Nous pouvons expliquer ces résultats par l'effet des fines présentes dans les sables concassés qui permettent de remplir les vides inter-granulaires ce qui augmente la résistance à la compression. Cela confirme les résultats bibliographiques [64,68]

IV.2.1.2.1.4 Comparaison de la résistance à la compression des sables de carrière (E/C = 0.6) :

La comparaison des résultats expérimentaux (Figure IV.6) montre que les plus grandes valeurs de résistance (compression) sont obtenues avec le sable qui contenait peu de fines à savoir «SB», ce qui confirme les travaux de [57,58]. L'analyse des autres valeurs montre que le sable qui contient beaucoup de fines «SC» donne de bonnes valeurs de résistance que ce soit en compression. Ces résultats sont même meilleurs que ceux des sables avec un pourcentage de fines intermédiaires «SD1, SD2». Cela peut être expliqué par l'effet de la source minéralogique des sables, ou bien encore par leur granularité et la distribution dimensionnelle des grains.

En effet, l'analyse des courbes granulométriques des sables a montré, des différences entre la distribution normalisée et la distribution faite expérimentalement (Figure III.2).

Nous avons constaté une évolution rapide (supérieure à 7 MPa) de la résistance en compression pour les sables qui contiennent beaucoup de fines «SC, SD1» entre 14 et 28 jours, contrairement aux sables qui contiennent peu de fine «SA, SB» où l'évolution entre 14 et 28 jours était très lente ou quasi nulle (inférieure à 1 MPa).

IV.2.1.2.2 Résistance à la traction :

La variation de la résistance à la traction à 28 jours pour les différents sables est présentée dans les figures IV.7 et IV.8.

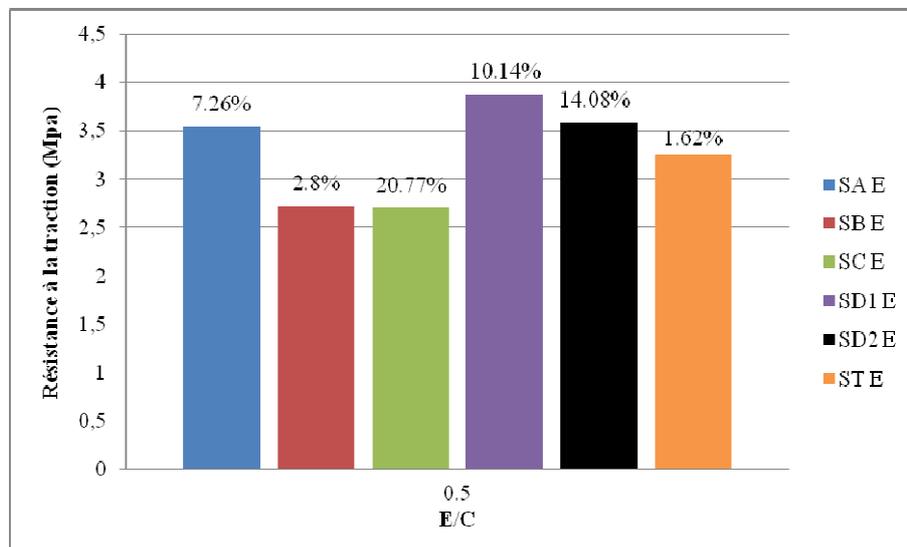


Figure IV.7 : Comparaison des effets des fines sur la résistance à la traction des bétons (E/C=0.5)

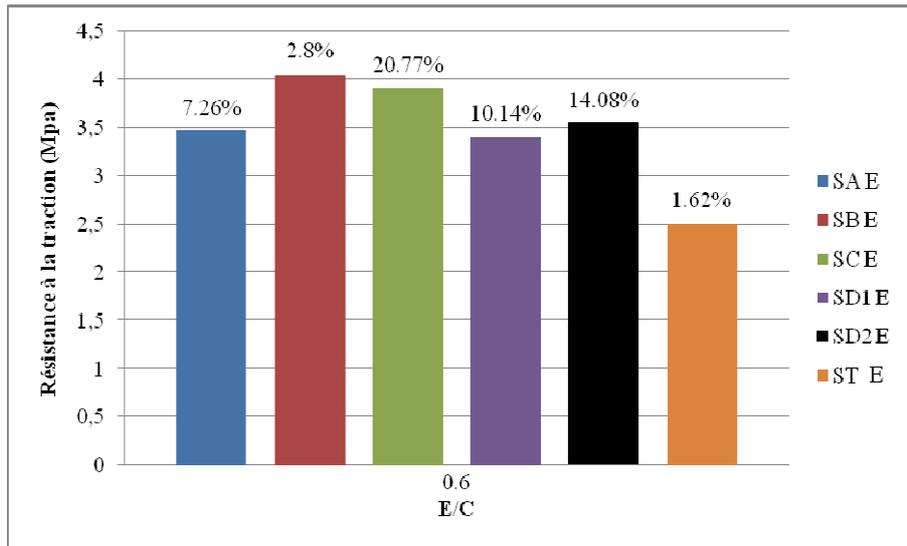


Figure IV. 8 : Comparaison des effets des fines sur la résistance à la traction des bétons (E/C=0.6)

IV.2.1.2.2.1 Comparaison de la résistance à la traction pour un rapport E/C = 0.5 :

Les résistances à la traction (Figure IV.7) ont montré que les meilleures performances pour un rapport E /C = 0.5, ont été obtenues pour les sables qui avaient une teneur en fines comprise entre 7% et 14 %. Toutefois, on remarque qu'il n'y a pas de corrélation directe entre les résistances en traction et en compression. D'autres par, l'analyse de toutes les valeurs montre que pour un rapport E/C=0.5, le sable « SD1 » qui contient 14 % de fines peut être considéré comme un optimum vu ces performances en compression, traction.

IV.2.1.2.2.2 Comparaison de la résistance à la traction pour un rapport E/C = 0.6 :

La résistance à la traction du béton à base de sable d'oued est toujours inférieure à celle des bétons à base de sable de carrière (Figure IV.8). Nous pouvons expliquer ces résultats par l'effet des fines présentes dans les sables concassés augmente la résistance.

Les meilleures valeurs de résistances ont été obtenues pour les deux valeurs extrêmes en teneur en fines « SB et SC », cela confirme le fait que la résistance à la traction est affectée par les teneurs en fines des sables.

IV.2.1.2.3 Résistance à la flexion :

L'évolution de la résistance à la flexion à 28 jours en fonction du type de sable et par conséquent des différentes teneurs en fines est présentée dans les figures IV.9 et IV.10.

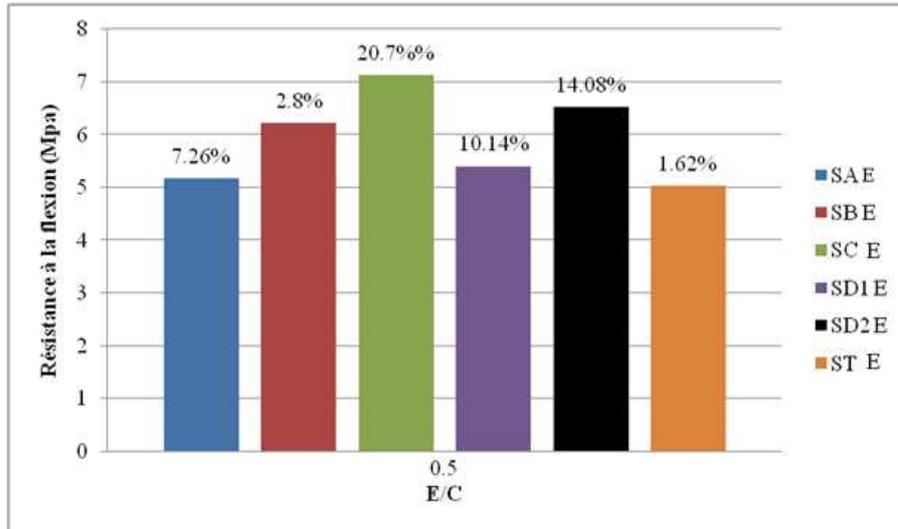


Figure IV.9 : Comparaison des effets des fines sur la résistance à la flexion des bétons (E/C=0.5)

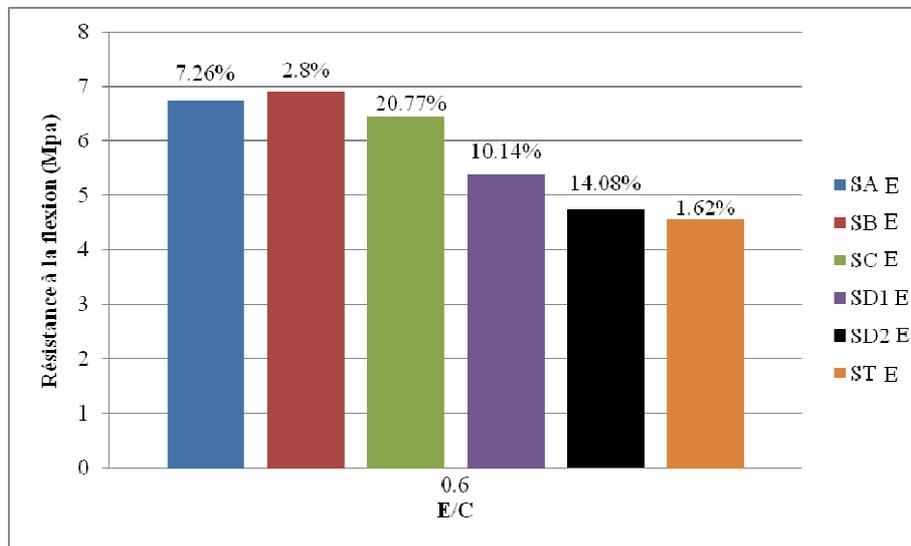


Figure IV.10 : Comparaison des effets des fines sur la résistance à la flexion des bétons (E/C=0.6)

IV.2.1.2.3.1 Comparaison de la résistance à la flexion pour un rapport E/C = 0.5 :

Les résultats de la résistance à la flexion (Figure IV.9) montrent que les plus faibles valeurs étaient obtenues pour le sable d’oued. D’autre part, les meilleures valeurs ont été obtenues pour les sables avec la plus grande capacité de remplissage à savoir « SD2 » (14.08 %), « SC » (20.77 %). Le sable « SD1 » (10.14 %) se comporte de façon différente par rapport à l’évolution de la résistance. Cela nous a incités à étudier d’autres paramètres indépendants de la teneur en fines des sables (distribution granulaire) afin de mieux expliquer ces résultats.

IV.2.1.2.3.2 Comparaison de la résistance à la flexion pour un rapport E/C = 0.6 :

L’analyse des résultats (Figure IV.10) confirme le fait que le sable d’oued donne les plus faibles valeurs de résistance à la flexion étant donné sa faible capacité de

remplissage par rapport au sable concassé. L'augmentation du rapport E/C, nous a permis de constater et de confirmer le fait que pour un faible rapport E/C, les sables avec une plus grande teneur en fines donnent la meilleure performance tandis que les sables avec peu de fines donnent de meilleures performances avec l'augmentation du rapport E/C. Cela est valable pour les résistances à la flexion et traction.

De ce fait, le dosage optimum en fines n'est pas le paramètre ayant le plus d'influence sur le comportement à l'état frais et durci des bétons. Des paramètres tels, l'étendue granulaire (type de sable, distribution granulaire, proportions) ainsi que la morphologie, sont des paramètres à prendre en compte afin de repérer la compatibilité des mélanges granulaires et satisfaire une mise en œuvre efficace.

IV.2.2 Effet de la distribution granulaire :

L'étude de l'effet de la teneur en fines sur le comportement à l'état frais et durci des bétons nous a permis d'aborder de nouvelles perspectives, par l'étude de l'effet de la distribution granulaire des sables sur le comportement des bétons.

En effet, cette partie de l'étude va aborder les variations de l'affaissement, ainsi que des résistances des bétons à base des sables de carrière modifiés par du sable d'oued ou du sable de dune.

IV.2.2.1 État frais :

IV.2.2.1.1 Affaissement :

Les variations de l'affaissement en fonction des taux de substitution et avec un E/C=0.5 étaient nulles pour tous les bétons étudiés. L'utilisation de la table à secousse s'est soldée par un échec vu les différences minimales dans les résultats.

Les variations de l'affaissement en fonction des taux de substitution de sables et avec un E/C=0.6 sont présentées sur la figure IV.11.

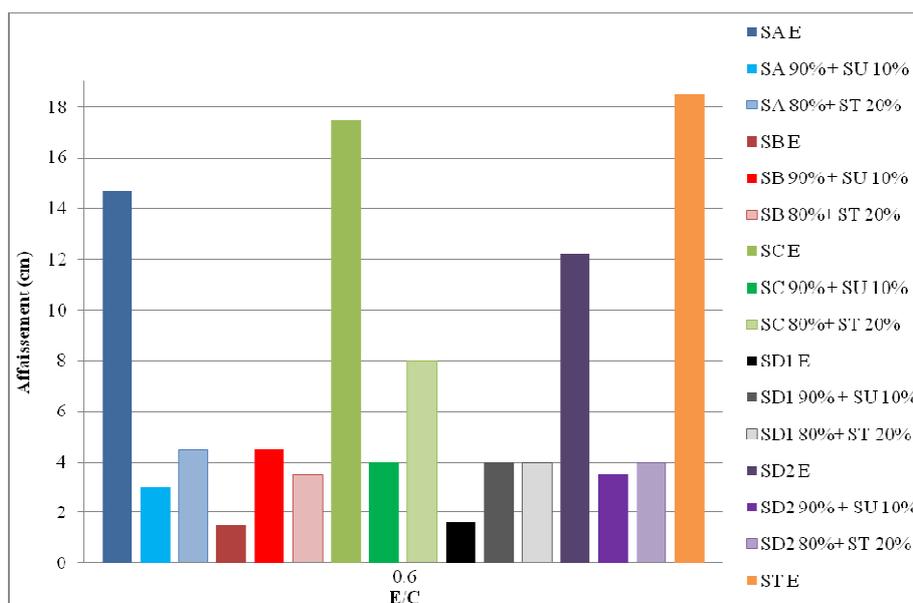


Figure IV.11 : Variation de l'affaissement en fonction des types de sable

Les résultats de la variation de l'affaissement (Figure IV.11) montrent que le sable d'oued (grain roulé) donne un béton très maniable contrairement aux sables de carrière. En effet, la modification des sables de carrière par du sable d'oued ou du sable de dune n'a pas été bénéfique pour tous les sables. Une diminution de l'affaissement (jusqu'à 77 %) étaient constatés pour les sables « SA, SC, SD2 ». Cette diminution était d'autant plus significative avec du sable de dune. D'autre part, une augmentation de l'affaissement était constatée pour les sables « SB, SD1 ». Cet affaissement était 3 fois supérieur à l'affaissement des bétons avec sables non modifiés.

Tous ces résultats peuvent être interprétés par le fait que, l'incorporation du sable de dune dans les sables de carrière a engendré un excès de fines dans les sables « SA, SC, SD2 », ce qui augmente la demande en eau et diminue l'affaissement. Cela confirme le fait que le sable de dune augmente l'absorption d'eau [79,80].

Cependant, pour les sables qui ont une grande proportion de grains au niveau des tamis 2.5 mm et avec peu de fines « SB, SD1 », la substitution du sable de carrière par du sable de dune, améliorent l'affaissement.

En outre, la modification des sables de carrière par du sable d'oued n'apporte pas de satisfaction pour tous les sables comme il a été mentionné par différentes recherches [67,69]. De ce fait, ces résultats confirment le fait que le taux de fines n'est pas le paramètre ayant le plus d'influence sur l'affaissement des bétons, mais la distribution granulaire qui doit être riche et uniforme afin de satisfaire une mise en œuvre de qualité contrôlée.

IV.2.2.2 État durci :

IV.2.2.2.1 Résistance à la compression :

IV.2.2.2.1.1 Variation de la résistance à la compression pour un rapport E/C =0.5 :

La variation de la résistance à la compression pour tous les sables concassés modifiés et non modifiés et présentés dans les figures IV.12 à IV.18.

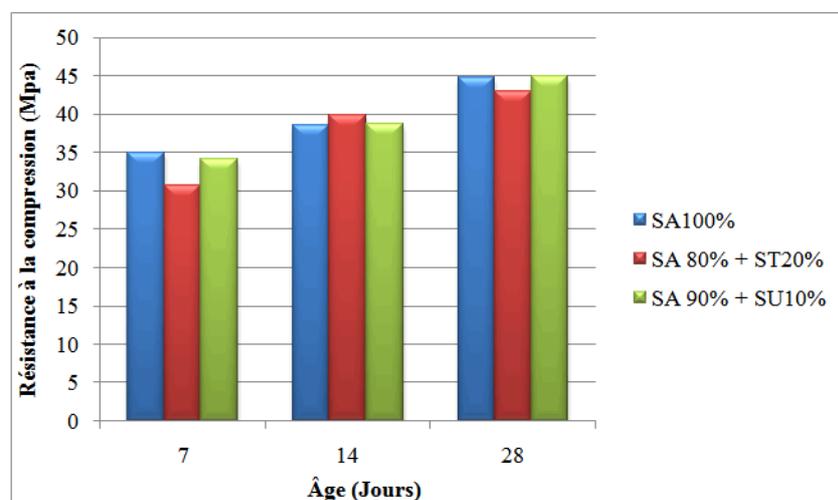


Figure IV.12: Variation de la résistance à la compression en fonction de l'âge pour le sable SA non modifié et modifié avec du sable d'oued ou du sable de dune (E/C=0.5)

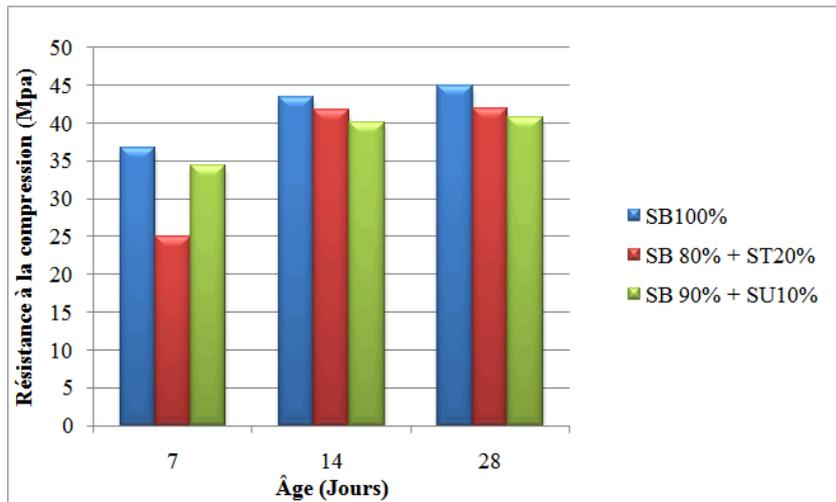


Figure IV.13: Variation de la résistance à la compression en fonction de l'âge pour le sable SB non modifié et modifié avec du sable d'oued ou du sable de dune (E/C=0.5)

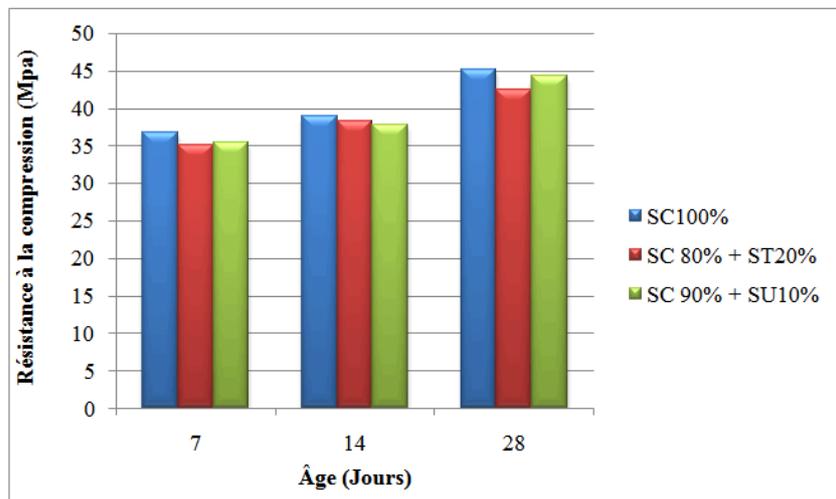


Figure IV.14: Variation de la résistance à la compression en fonction de l'âge pour le sable SC non modifié et modifié avec du sable d'oued ou du sable de dune (E/C=0.5)

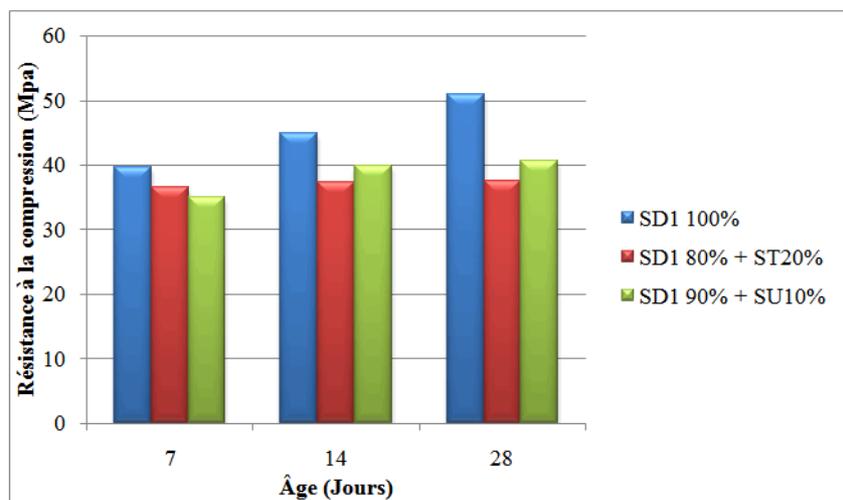


Figure IV.15: Variation de la résistance à la compression en fonction de l'âge pour le sable SD1 non modifié et modifié avec du sable d'oued ou du sable de dune (E/C=0.5)

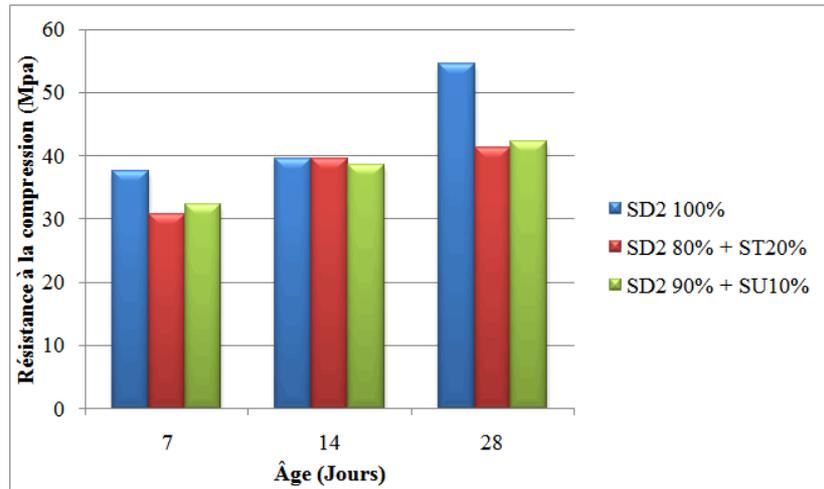


Figure IV.16 : Variation de la résistance à la compression en fonction de l'âge pour le sable SD2 non modifié et modifié avec du sable d'oued ou du sable de dune ($E/C=0.5$)

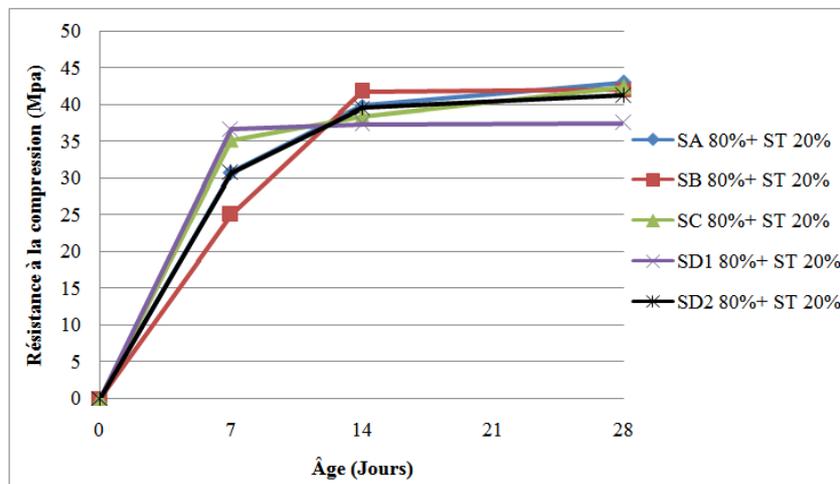


Figure IV.17: Variation de la résistance à la compression en fonction de l'âge pour les sables concassés modifiés avec du sable d'oued ($E/C=0.5$)

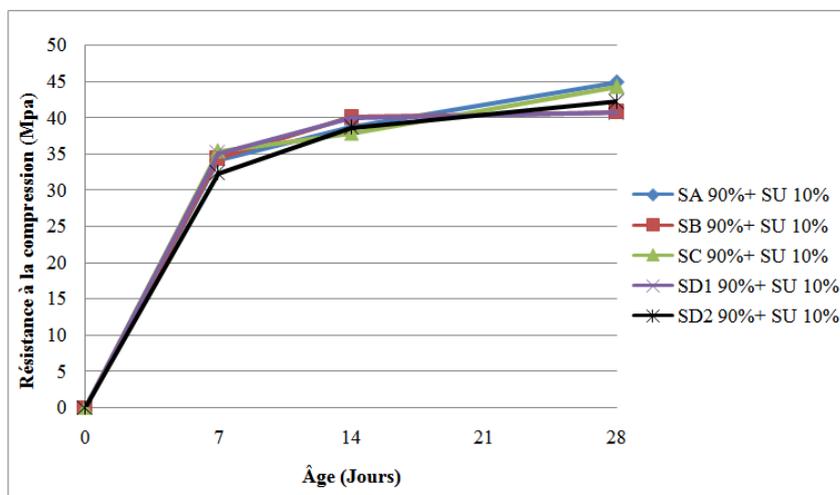


Figure IV.18 : Variation de la résistance à la compression en fonction de l'âge pour les sables concassés modifiés avec du sable de dune ($E/C=0.5$)

Les résultats de la résistance à la compression pour un rapport E/C=0.5 (Figures IV.12 à IV.18), montrent que tous les sables on subit une baisse de résistance par rapport aux sables de référence. Cette baisse était d'autant plus conséquente dans le cas de l'utilisation du sable d'oued. Les sables « SA, SB, SC » enregistrent une baisse allant de 3.84 % à 6.58 % pour l'utilisation du sable d'oued et une baisse de 2.10 % à 9.35 % pour l'utilisation du sable de dune. Le sable « SD1 » enregistre une baisse de 26.38 % pour l'utilisation du sable d'oued et 20.07 % pour l'utilisation du sable de dune. On note aussi une baisse de résistance pour le sable « SD2 » de l'ordre de 24.4 % suite à l'utilisation du sable d'oued et une baisse de 22.7 % pour l'utilisation du sable de dune.

Ces résultats sont interprétés par le fait qu'un faible rapport E/C et la présence de grandes quantités de fines engendrent un manque d'eau dans le mélange hydraulique. D'autant plus que l'utilisation du sable de dune n'améliore pas cela vu les grandes quantités de fines qu'il contient.

D'autre part, des baisses plus conséquentes ont été constatées pour les sables «SD1, SD2», cela est attribué au fait que les deux sables sont de même source minéralogique contrairement aux autres sables. De ce fait, on peut-on déduire que la teneur en fines et la distribution granulaire ne sont pas les seuls paramètres à affecter le comportement des bétons. L'analyse chimique des deux sables «SD1 et SD2» (Tableau III.8) et plus particulièrement le pourcentage inférieur en CaO (chaux) et Al₂O₃(Alumine) sont les paramètres à prendre en compte, car il affecte l'hydratation du ciment ce qui engendre une variation de la résistance.

Les figures IV.17 et IV.18 montrent que les deux sables « SA et SC » donnent les meilleures performances. Cela était attribué au fait que, la distribution granulaire des deux sables se rapproche le plus de la courbe normalisée pour les tamis compris entre 0.63 mm et 5 mm (Figure III.3 et Figure III.4). De ce fait, les particules dans les tamis de calibre inférieur (fines), n'ont pas impacté la variation de la résistance à la compression.

IV.2.2.2.1.2 Variation de la résistance à la compression pour un rapport E/C =0.6 :

La variation de la résistance à la compression pour tous les sables concassés modifiés et non modifiés et présentés dans les figures IV.19 à IV.25

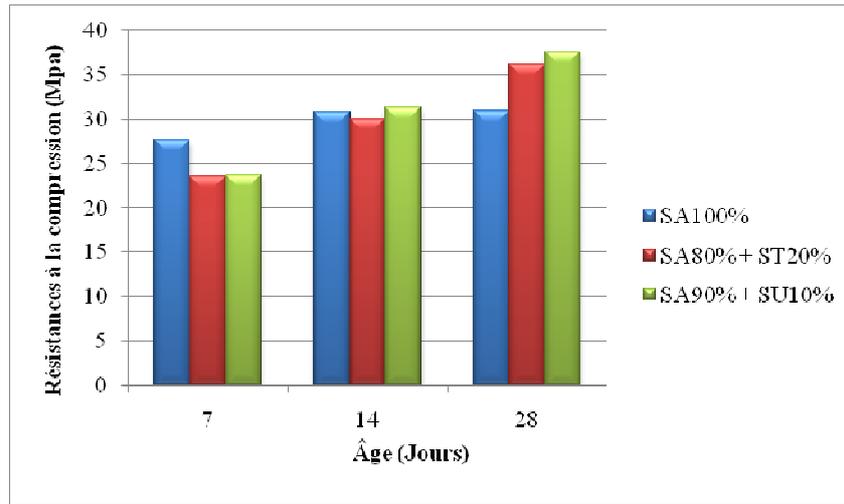


Figure IV.19 : Variation de la résistance à la compression en fonction de l'âge pour le sable SA non modifié et modifié avec du sable d'oued ou du sable de dune (E/C=0.6)

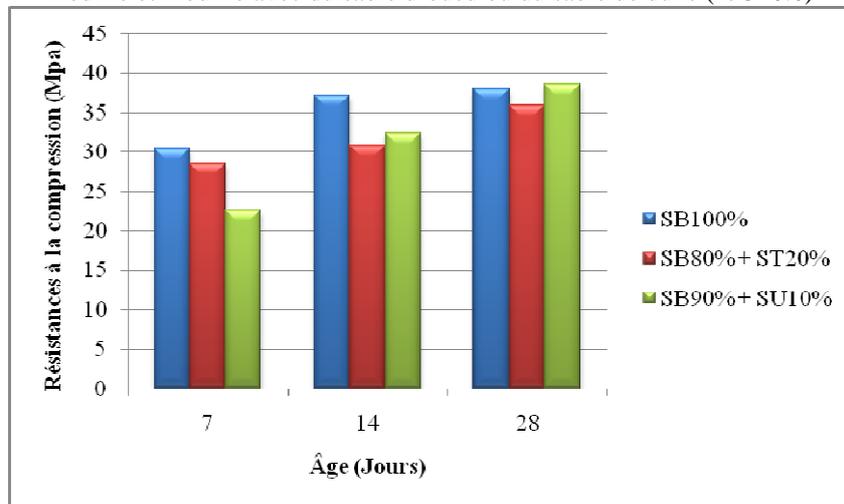


Figure IV.20 : Variation de la résistance à la compression en fonction de l'âge pour le sable SB non modifié et modifié avec du sable d'oued ou du sable de dune (E/C=0.6)

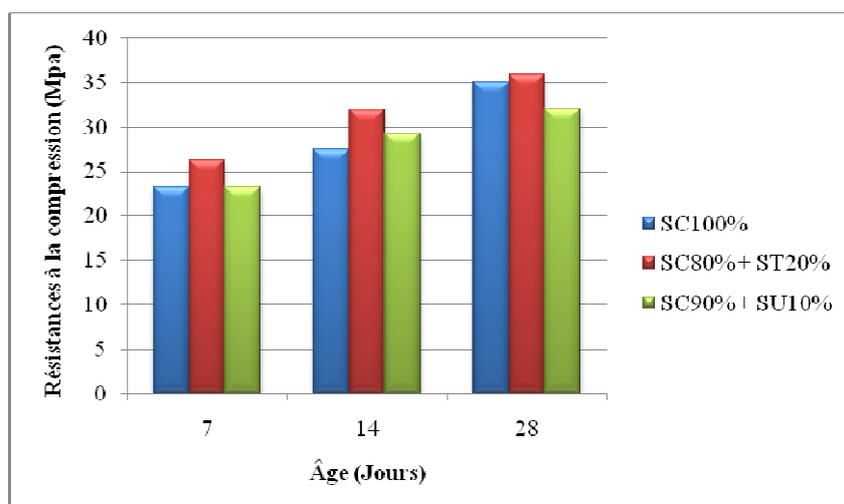


Figure IV.21 : Variation de la résistance à la compression en fonction de l'âge pour le sable SC non modifié et modifié avec du sable d'oued ou du sable de dune (E/C=0.6)

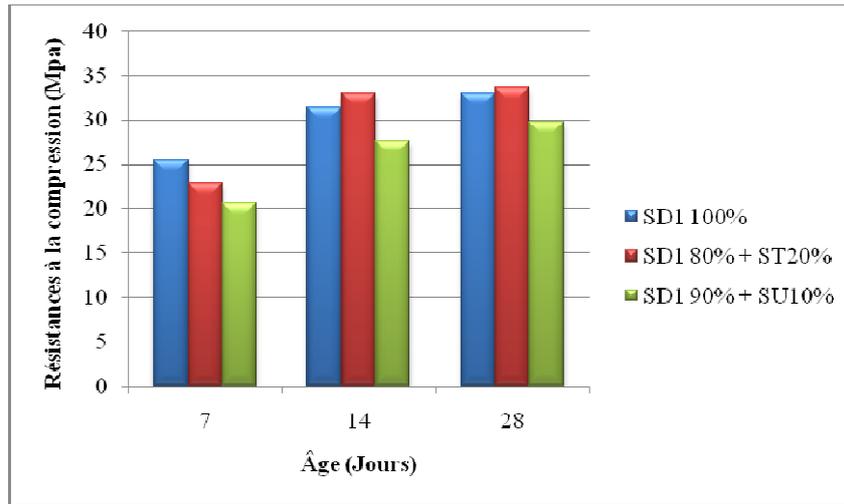


Figure IV.22 : Variation de la résistance à la compression en fonction de l'âge pour le sable SD1 non modifié et modifié avec du sable d'oued ou du sable de dune (E/C=0.6)

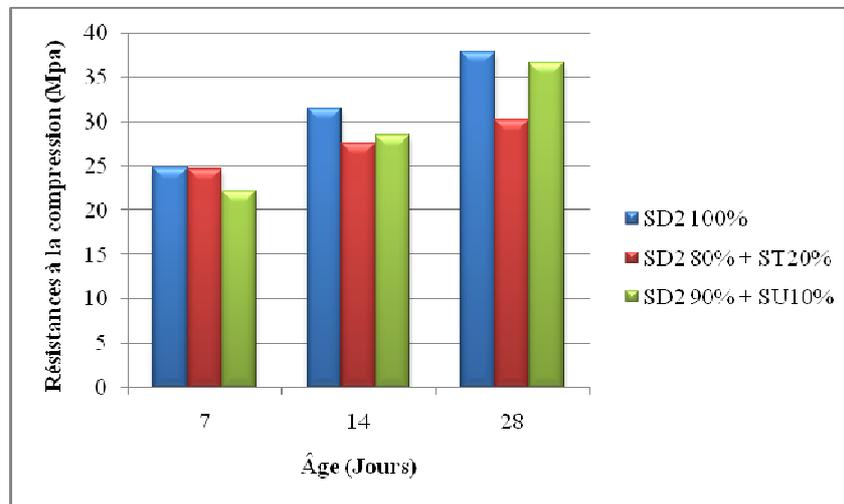


Figure IV.23 : Variation de la résistance à la compression en fonction de l'âge pour le sable SD2 non modifié et modifié avec du sable d'oued ou du sable de dune (E/C=0.6)

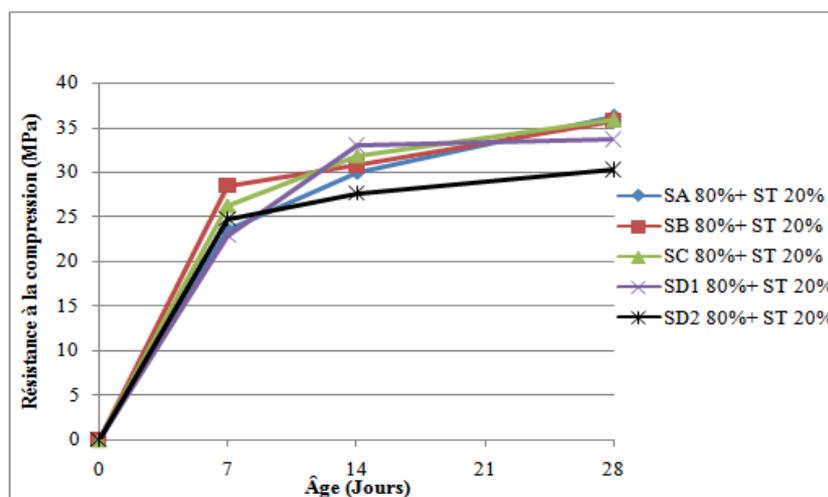


Figure IV.24 : Variation de la résistance à la compression en fonction de l'âge pour les sables concassés modifiés avec du sable d'oued (E/C=0.6)

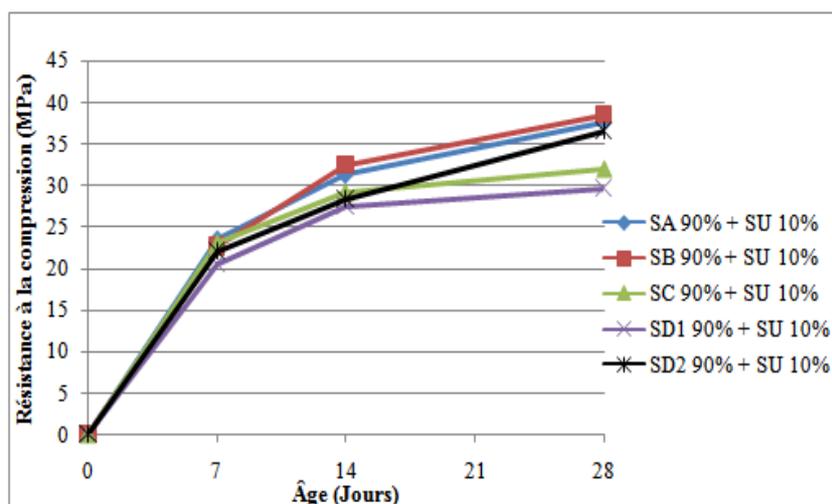


Figure IV.25 : Variation de la résistance à la compression en fonction de l'âge pour les sables concassés modifiés avec du sable de dune (E/C=0.6)

Les résultats de la résistance à la compression pour un rapport E/C=0.6 (Figures IV.19 à IV.25), montrent que le béton avec le sable de carrière modifié « SA » a subi une augmentation de la résistance par rapport aux sables de référence. Cette augmentation est de l'ordre de 16.91 % pour la substitution avec du sable d'oued et de 21.53 % pour le sable de dune. La substitution du sable de carrière « SB » par du sable de dune augmente la résistance (1.36 %).

Cette augmentation est due à l'introduction du sable de dune qui a une granulométrie fine dans le sable de carrière « SB » qui a peu fines (2.8 %). Ce qui permet d'améliorer la structure poreuse des bétons et augmente la résistance.

Une légère augmentation de la résistance de l'ordre de 2 % était constatée pour les sables « SC 80 % 20 % ST et SD1 80 % 20 % ST ». On note aussi que les sables de carrières « SC, SD1 et SD2 » contenant 10 % de sable de dune on subit une baisse de résistance allant de 3.27 % à 10 %. Cette diminution de la résistance était attribuée au fait que ces trois sables contiennent déjà un taux élevé en fines. De ce fait le rajout de particules fines (sable de dune) n'améliore pas les résistances. L'excès de fines dans les sables exige le rajout de plus de ciment pour revêtir la surface des granulats [52,71].

Les figures IV.24 et IV.25 montrent que le sable « SA » donne toujours les meilleures performances. De ce fait, sa teneur en fines peut être considéré comme optimale (7.26 %) vu ces très bonnes performances à l'état frais et durci et pour les deux rapports E/C (0.5 et 0.6). Cela était attribué au fait que, la distribution granulaire de se sable est proche de la courbe normalisée et au fait que sa teneur en fines ne dépasse pas la teneur en fines autorisée par les normes actuelles. D'autre part le coefficient de forme estimé par le logiciel MATLAB (Tableau III.14) montre clairement que ce sable a la forme la moins régulière.

Par conséquent, afin d'aboutir aux meilleurs résultats expérimentaux le choix du sable ne doit pas se faire sur un seul critère, mais sur plusieurs à savoir : teneur en fine, distribution granulaire, forme de grains, nature minéralogique.

IV.2.3 Effet des additions minérales :

On étudie aussi les effets de l'addition de la pouzzolane et du laitier en substitution au ciment à des pourcentages de (10 % et 15 %).

Les additions minérales ont été incorporées dans tous les mélanges à savoir : les sables de carrière de référence et aux sables modifiés avec du sable d'oued ou du sable de dune.

IV.2.3.1 État frais :

IV.2.3.1.1 Affaissement :

Les variations de l'affaissement en fonction des taux de substitution et avec un E/C=0.6 sont représentées le tableau IV.1 en dessous :

Tableau IV.1 : Variation de l'affaissement des bétons étudiés

		AFFAISSEMENT														
		100 % S					80% S + 20 % ST					90% S + 10% SU				
		0 %	10 % P	15 % P	10 % L	15 % L	0 %	10 % P	15 % P	10 % L	15 % L	0 %	10 % P	15 % P	10 % L	15 % L
Additions(%) Type de Sables																
SA (7.26%)	14.7	7	5	4.5	3	4.5	3.5	1	2.5	0.5	3	3.5	2	2	0.5	
SB (2.8%)	1.5	3.5	1.5	1	0.5	3.5	2.5	1	1.5	0.5	4.5	4	2	2.5	0.5	
SC (20.77%)	17.5	5	4	4	2.5	8	4	2.5	3.5	2	4	3	2	3	2	
SD1 (10.14%)	1.6	3	1.5	1.5	0.5	4	3.5	2	2	0.5	4	0	0	0	0	
SD2 (14.08%)	12.2	1.5	0	0	0	4	2	0.5	1.5	0	3.5	0	0	0	0	

IV.2.3.1.1.1 Affaissement des sables de référence avec additions minérales :

Les résultats de l'affaissement des bétons montrent que les bétons avec sables non modifiés « SA, SC, SD2 » subissent une perte d'affaissement significative allant de l'état très plastique, voire fluide, à l'état de béton plastique. Cette perte de maniabilité était d'autant plus conséquente avec l'augmentation du pourcentage des additions minérales (rajouts de particules fines). D'autre part, les bétons contenant du laitier étaient moins maniables (béton ferme) que ceux avec la pouzzolane.

Ces résultats sont interprétés par le fait que les additions minérales engendrent une augmentation de la demande en eau et de ce fait pour un E/C constant il y aura une perte de maniabilité. De plus, la finesse supérieure du laitier augmente d'autant plus la demande en eau et de ce fait conduit à des bétons plus fermes. Ces résultats confirment les résultats de la littérature relative à l'utilisation des additions minérales et à l'augmentation de la demande en eau [43,45].

Enfin, on a pu constater que les bétons avec les sables « SB et SD1 » subissent une légère augmentation de l'affaissement. Cette augmentation est attribuée au fait que ces deux sables ont une granulométrie très grossière et de ce fait le rajout de particules fines permet d'équilibrer la répartition granulaire.

IV.2.3.1.1.2 Affaissement des sables de référence modifiés avec sable d'oued et additions minérales :

De même que les bétons de référence l'ajout d'addition dans les bétons modifiés avec sable d'oued engendre une baisse de l'affaissement pour tous les bétons. Cette baisse était comprise entre 25 à 50 % pour l'utilisation de la pouzzolane et de 42 à 80 % pour l'utilisation du laitier. De ce fait cela confirme le fait que l'ajout addition nécessite l'augmentation du dosage en eau.

IV.2.3.1.1.3 Affaissement des sables de référence modifiés avec sable de dune et additions minérales :

L'utilisation des additions minérales dans les bétons modifiés avec du sable de dune n'améliore pas l'affaissement. Les bétons étaient d'autant plus fermes avec l'augmentation du pourcentage des additions minérales et l'utilisation du laitier (grande finesse). Par conséquent, la forte absorption d'eau des additions minérales nécessite l'augmentation du dosage en eau, ou l'utilisation de super plastifiant comme il a été recommandé par Çolak [45].

IV.2.3.2 État durci :

IV.2.3.2.1 Résistance à la compression :

Les variations des résistances à 7, 14 et 28 jours en fonction de l'âge et pour tous les sables avec différents taux de substitution de sable de dune, sable d'oued et différents taux d'additions minérales sont représentés dans les histogrammes des figures IV.26 à IV.30.

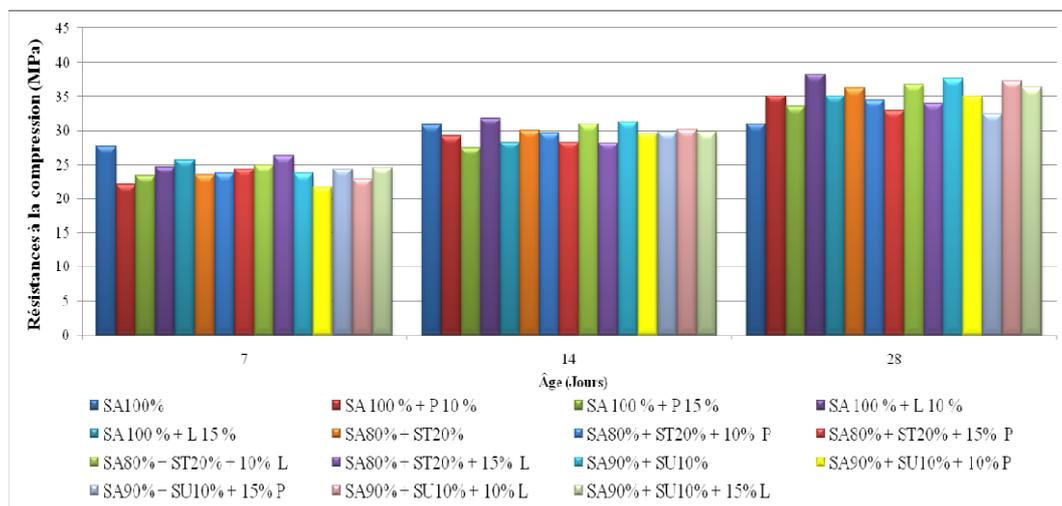


Figure IV.26 : Variations des résistances à la compression en fonction de l'âge pour le sable SA non modifié et modifié avec du sable d'oued ou du sable de dune et additions minérales

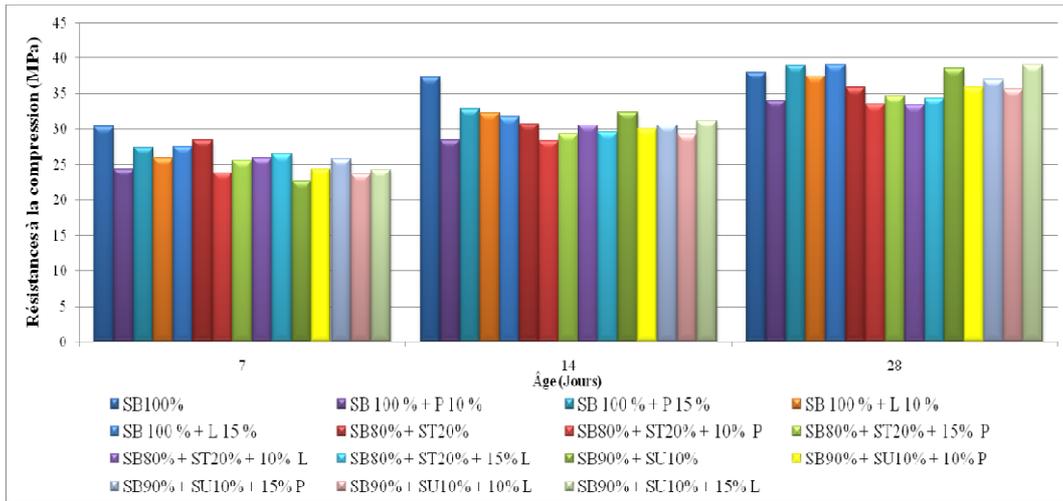


Figure IV.27 : Variations des résistances à la compression en fonction de l'âge pour le sable SB non modifié et modifié avec du sable d'oued ou du sable de dune et additions minérales

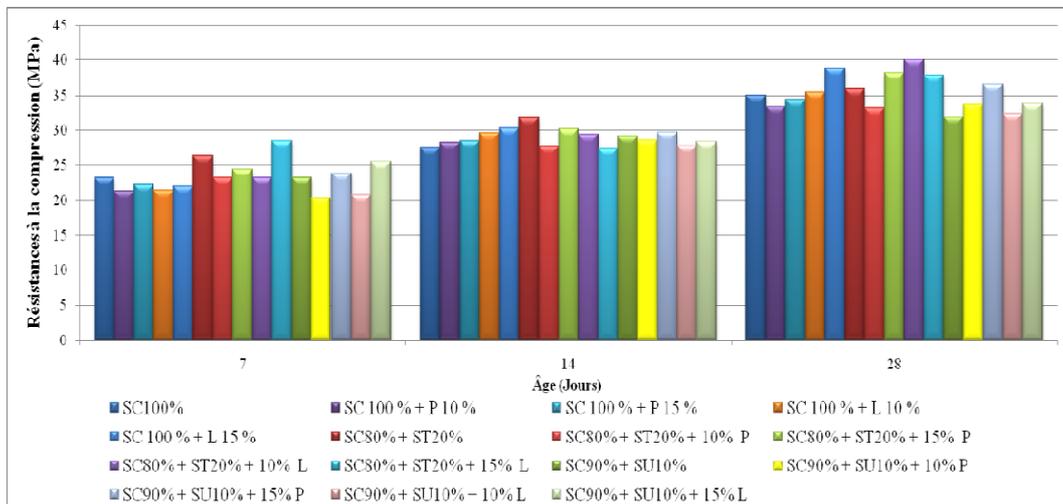


Figure IV.28 : Variations des résistances à la compression en fonction de l'âge pour le sable SC non modifié et modifié avec du sable d'oued ou du sable de dune et additions minérales

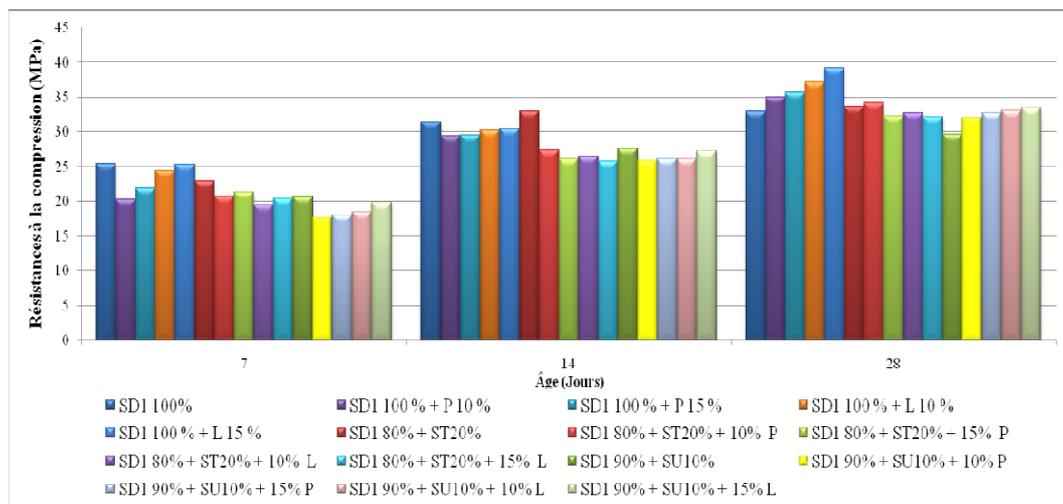


Figure IV.29 : Variations des résistances à la compression en fonction de l'âge pour le sable SD1 non modifié et modifié avec du sable d'oued ou du sable de dune et additions minérales

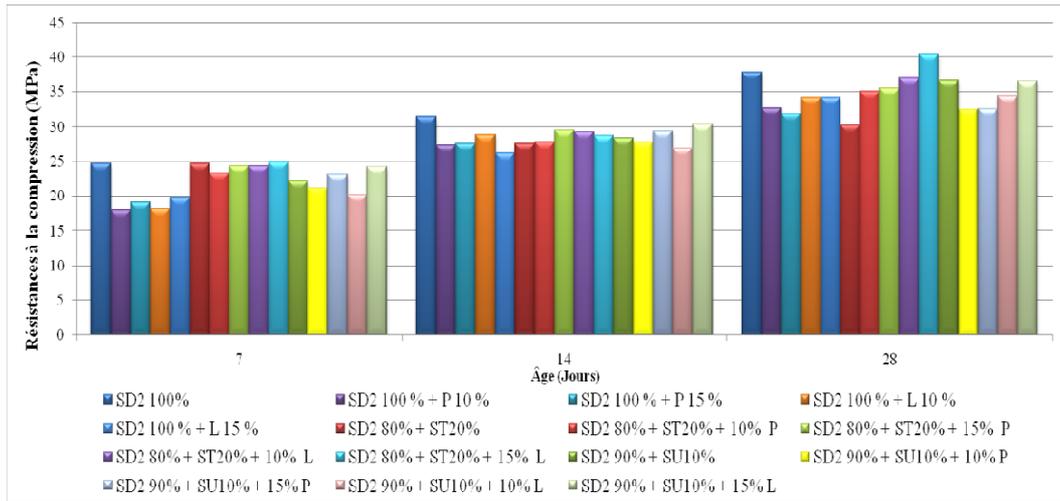


Figure IV.30 : Variations des résistances à la compression en fonction de l'âge pour le sable SD2 non modifié et modifié avec du sable d'oued ou du sable de dune et additions minérales

IV.2.3.2.1.1 Résistance à la compression des sables de référence avec additions minérales :

À jeune âge (7 et 14 jours) l'introduction des additions minérales dans les bétons à base de sable de carrière conduit à une baisse de résistance.

À 28 jours les bétons avec le sable « SA » subissent une augmentation de résistance. Cette augmentation est de l'ordre de 13.4 % pour 10 % de pouzzolane et de 23.4 % pour 10 % de laitier. L'augmentation de la résistance était moins importante pour 15 % d'addition (augmentation de 8.39 % pour la pouzzolane, et de 13.46 % pour le laitier). D'autre part les résistances des bétons avec le sable « SD1 », augmentent aussi. Cette augmentation était plus importante avec l'augmentation du pourcentage des additions minérales (8.18 % pour l'utilisation de 15 % de pouzzolane et de 18.22 % pour l'utilisation de 15 % de laitier). Ces résultats étaient interprétés par le fait que les particules fines des additions minérales permettent de réduire la porosité des mélanges et de ce qui augmente la résistance.

En outre, le sable « SA » se comporte mieux avec 10 % d'additions minérales, car on peut considérer que ce pourcentage était optimal. Contrairement au sable « SD1 » où l'optimum de la résistance était atteint pour 15 % additions minérales. La finesse du laitier était supérieure à celle de la pouzzolane ce qui permet d'avoir des résistances plus importantes pour le laitier.

Les bétons de référence avec le sable « SB » subissent une légère augmentation de la résistance (2.8 %) pour 15 % d'additions minérales. En effet, le sable « SB » qui a une teneur en fines réduite par rapport aux autres sables se comporte mieux avec l'augmentation du pourcentage des additions minérales (particules fines), qui vont lui permettre de compenser le manque de fines dans le sable.

D'autre part, les sables avec une grande teneur en fines « SC et SD2 » subissent une perte de résistance suite à l'utilisation des additions minérales (perte allant jusqu'à 15.64 %), sauf pour le mélange « SC 100 % 15 % L » qui a subi une augmentation de résistance de 11 %. Il est indispensable de préciser les conditions environnementales à

savoir l'appareillage utilisé et la méthodologie empruntée qui peut parfois engendrer des résultats qui ne suivent pas la logique espérée.

De ce fait, ces résultats confirment le fait que l'ajout d'addition dans les bétons avec une teneur en fines supérieure ne permet pas d'améliorer les résistances du fait qu'il y aura un surplus de particules fines dans les mélanges qui va nécessiter une augmentation du dosage en ciment.

Enfin, on a pu voir qu'il n'y avait pas de corrélation directe entre le pourcentage d'addition et la teneur en fines réduites des sables. De ce fait, afin d'avoir un pourcentage optimal d'additions minérales, il faut étudier deux aspects à savoir : la teneur en fines et la répartition de la distribution granulaire. Les sables avec des distributions granulaires grossières « SB et SD1 » se comportent mieux avec 15 % d'additions minérales, et cela afin d'améliorer, la liaison entre les particules grossières et particules fines.

IV.2.3.2.1.2 Résistance à la compression des sables modifiés avec sable d'oued et additions minérales :

Les résultats des résistances obtenus à jeune âge (Figures IV.26 à IV.30) confirment les résultats de la littérature [41, 45] relative à l'effet prouvé des additions minérales qui ne se manifeste qu'à long terme, car à jeune âge aucune amélioration de la résistance n'est notable.

En effet, à 28 jours, les résultats montrent que l'incorporation des additions minérales dans les mélanges de sables concassés et sable d'oued « SA ST, SB ST, SD1 ST » n'améliore pas les résistances ou l'amélioration de façon minimale (1.62 %). Cette perte de résistance était moins significative avec l'augmentation du pourcentage des additions minérales à 15 %. Ces résultats sont expliqués par les faits que ces sables ont une teneur en fines réduite qui ne permet pas le remplissage des pores et la correction granulaire.

La substitution du sable de carrière par du sable d'oued réduit la teneur en fines des sables. De ce fait, l'augmentation du pourcentage de fines augmente la résistance.

D'autre part, l'ajout des additions minérales dans les sables « SC 80 % + 20 % ST et SD2 80 % + 20 % ST » améliore clairement les résistances. La meilleure amélioration était de l'ordre de (33.63 %) pour la substitution de 15 % de laitiers avec le sable « SD2 80 % + 20 % ST ». D'autre part, un gain de 11.76 % de résistance était constaté pour la substitution de 10 % de laitiers avec le sable « SC 80 % + 20 % ST ».

Ces résultats sont attribués au fait que l'introduction du sable d'oued dans les sables « SC, SD2 » diminue leur teneur en fines. De ce fait l'ajout des additions minérales, augmente la teneur en fines. Enfin, ces mélanges ont donné les résistances mécaniques les plus élevées de cette partie de travail. Cela est dû à une densification du squelette granulaire par les particules fines qui permet de réduire la porosité du mélange et d'améliorer la résistance.

IV.2.3.2.1.3 Résistance à la compression des sables modifiés avec sable de dune et additions minérales :

Les résultats (Figures IV.26 à IV.30), montrent que l'incorporation des additions minérales (Pouzzolane, Laitier), dans les mélanges de sables concassés et sable de dune « SA, SB, SD2 » a engendré une baisse de résistance à 28 jours allant de 0.24 % à 13.5 %. D'autre part, les sables « SC 90 % + 10 % SU et SD1 90 % + 10 % SU », ont subi une augmentation de la résistance 1.28% à 14.35 %.

Ces résultats sont attribués au fait que les deux sables « SC et SD1 » ont par nature les modules de finesse les plus petits (Tableau III.10). De ce fait, l'ajout de particules fines « sable de dune et additions minérales » réduit davantage le module de finesse.

Enfin, tous ces résultats permettent de déduire le fait que la teneur en fines n'est pas le seul paramètre qui fait varier les résistances. D'autres paramètres tels que la répartition de la distribution granulaire, le module de finesse ont des impacts d'autant plus influents sur la résistance.

IV.2.4 Etude de la durabilité des bétons :

IV.2.4.1 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.31:

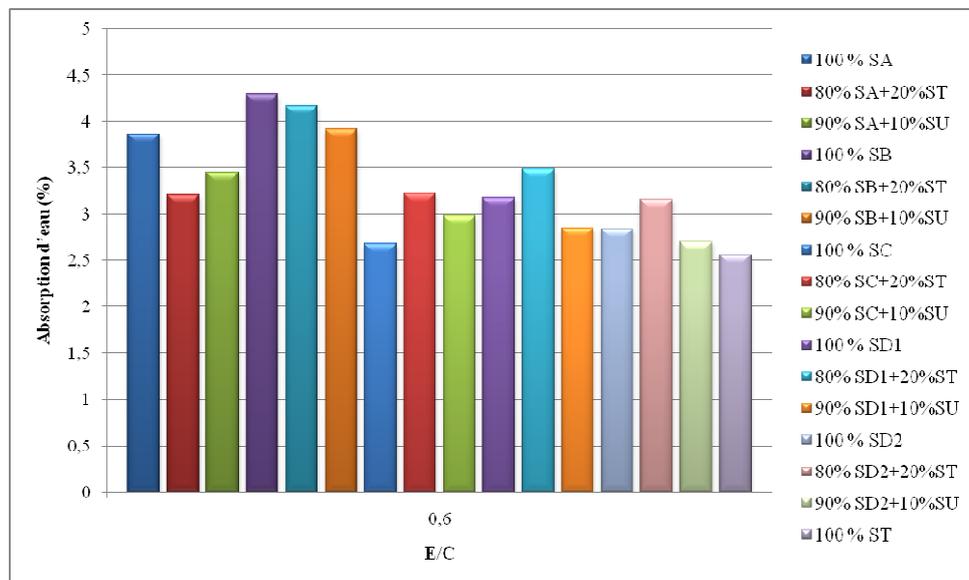


Figure IV.31 : Absorption d'eau par immersion des différents sables de carrière non modifiés et modifiés avec sable d'oued ou du sable de dune

D'après la figure IV.31 on remarque que le coefficient d'absorption d'eau par immersion est clairement plus faible pour les bétons avec du sable d'oued « 100 % ST ». D'autre part, l'absorption d'eau des bétons de référence peut être classée en ordre croissant « SC, SD2, SD1, SA, SB ». 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 d'absorption d'eau diminue.

D'autre part, l'utilisation comme substitut du sable d'oued ou du sable de dune confirme les résultats. À savoir que l'augmentation de la teneur en fines des sables « SA, SB, SD1, SD2 », engendre une diminution du coefficient d'absorption d'eau.

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

IV.2.4.2 Le coefficient de ramollissement :

Les résultats des coefficients de ramollissement 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.32.

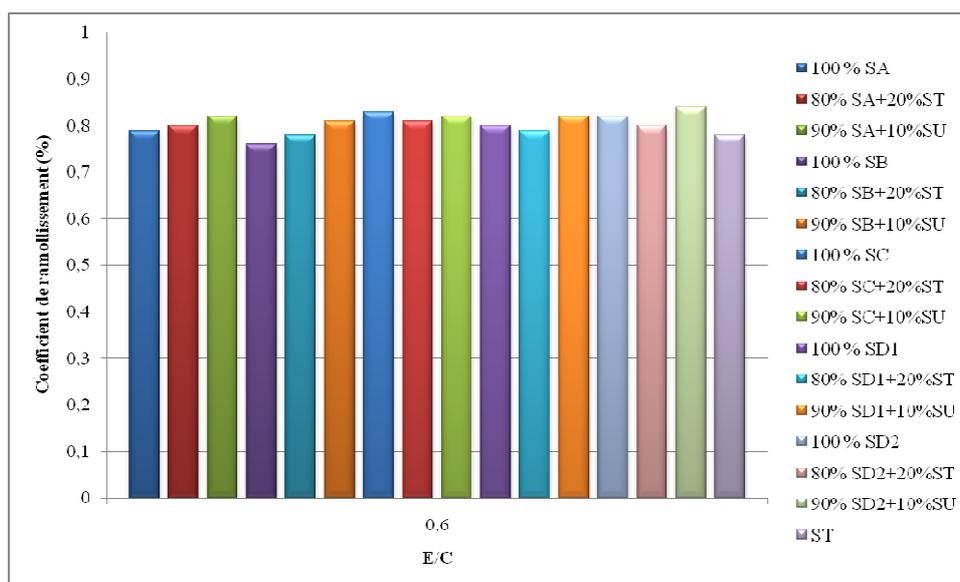


Figure IV.32 : Coefficient de ramollissement des différents sables de carrière non modifiés et modifiés avec sable d'oued ou du sable de dune

Les résultats du coefficient de ramollissement (Figure IV.32) des sables de carrière modifiés ou non modifiés et du sable témoin (oued) sont très proches. D'autre part, les bétons de référence peuvent être classés en ordre croissant « SB, SA, SD1, SD2, SC ». 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). Par conséquent, à l'état saturé les bétons à base de sable concassé ont un bon comportement mécanique.

IV.2.4.3 Gel/dégel :

Les résultats des résistances à la compression après 50 cycles de gel/dégel 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.33 :

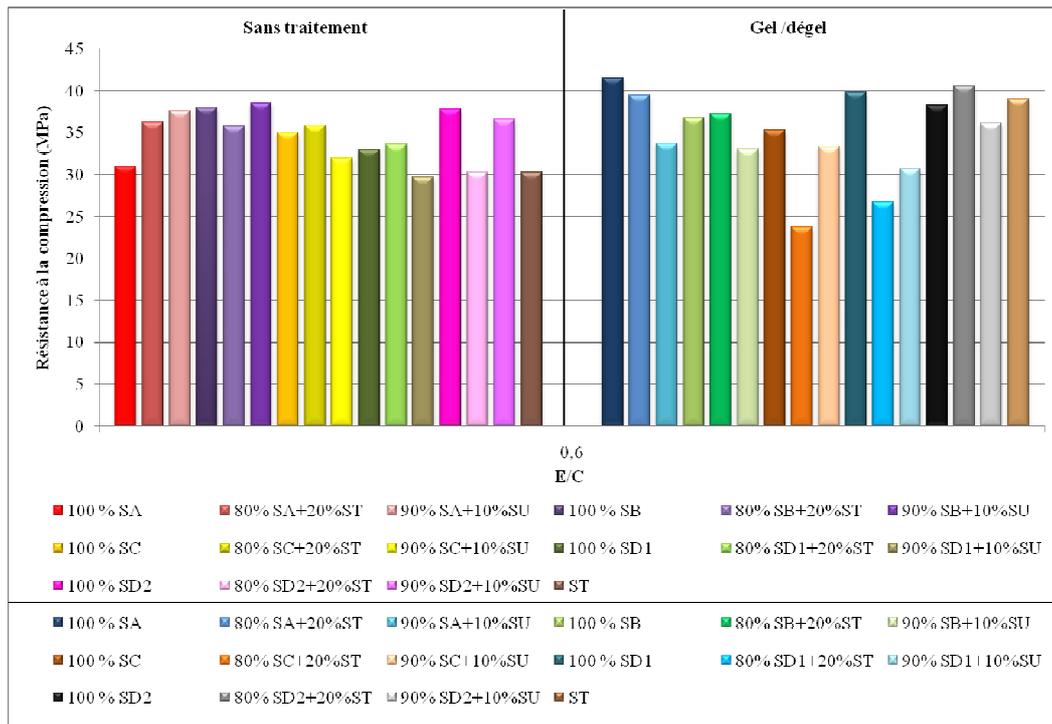


Figure IV.33 : Résistance à la compression après gel/dégel des différents sables de carrière non modifiés et modifiés avec sable d’oued ou du sable de dune



Photo IV.1 : Etat des éprouvettes après l'effet cyclique du gel/dégel

En examinant la figure IV.33 et 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 importante chute de résistance (jusqu’à 10.6 MPa). Cela confirme les résultats de la littérature [77].

Cette baisse de résistance était attribuée à des éclatements et un gonflement provoqué par le gel de l’eau interne (Photo IV.1). D’autre part, la chute était plus importante après la substitution des sables de carrière avec le sable de dune ou le sable d’oued.

Cependant, les résistances des bétons avec les sables de carrière non modifiés « SA, SC, SD1 et SD2 » donnaient des résistances de bétons qui ne se distinguent pas des résistances des bétons de référence. En outre, une augmentation de la résistance

était aperçue pour le béton de sable d'oued. On peut conclure que la durabilité vis-à-vis de l'effet cyclique gel/dégel, des bétons à base de sable de carrière, peuvent rivaliser avec les bétons à base de sable d'oued et que les bétons faiblement poreux sont plus durables vis-à-vis de l'effet cyclique gel/dégel, puisque leur faible perméabilité retarde la pénétration de l'eau.

IV.2.4.4 Attaques chimiques et sulfatique:

Les résultats des résistances à la compression des bétons avec les sables de carrière non modifiés et modifiés avec sable d'oued ou du sable de dune à 28 jours et exposés à des milieux agressifs : Sulfate de sodium (Na_2SO_4) et Acide chlorhydrique (HCl), sont présentés sur la figure ci-dessous :

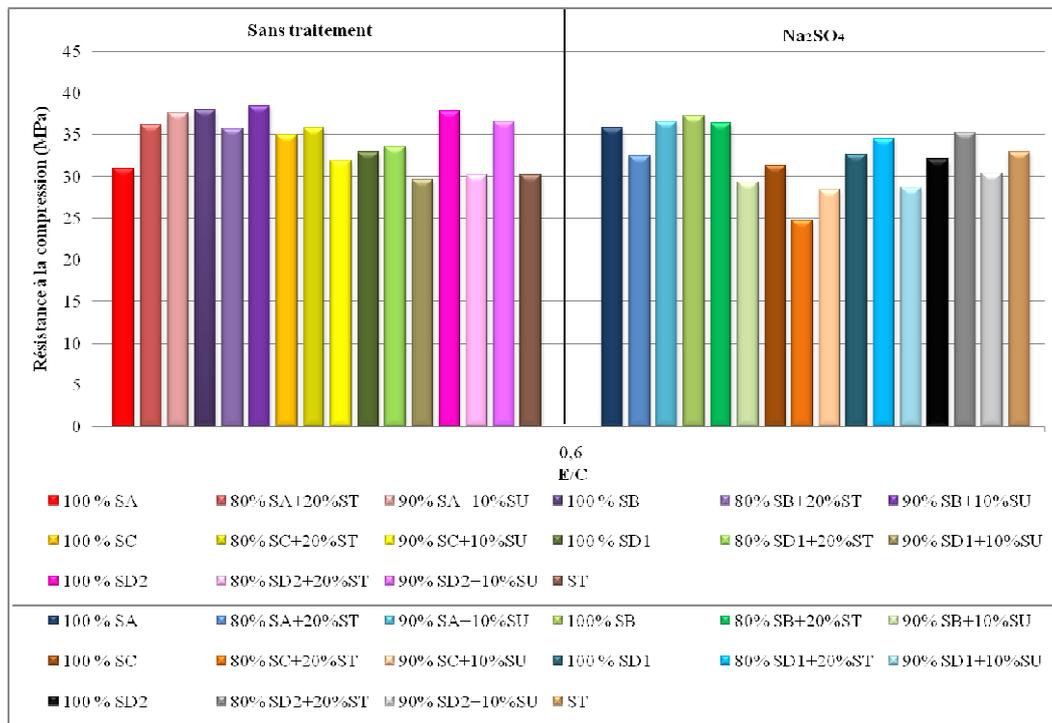


Figure IV.34 : Résistance à la compression après immersion dans Na_2SO_4 des différents sables de carrière non modifiés et modifiés avec sable d'oued ou du sable de dune



Photo IV.2 : Etat des éprouvettes après immersion dans Na_2SO_4

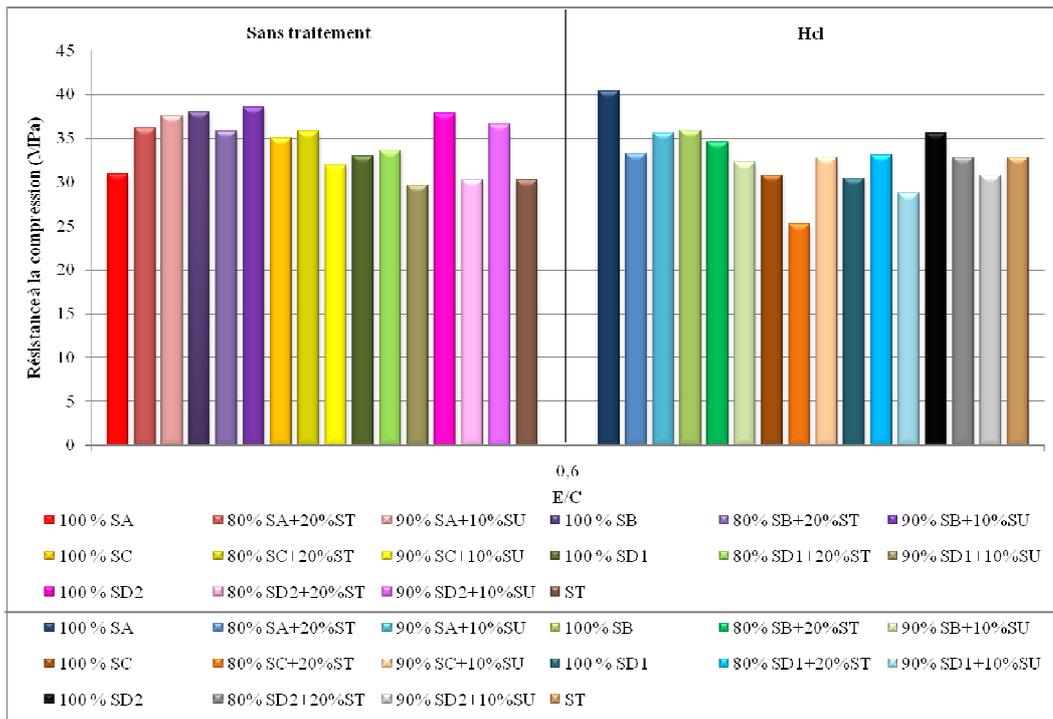


Figure IV.35 : Résistance à la compression après immersion dans Hcl des différents sables de carrière non modifiés et modifiés avec sable d’oued ou du sable de dune



Photo IV.3 : Etat des éprouvettes après immersion dans Hcl

En examinant les figures IV.34 et IV.35 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, les bétons se comportent de la même manière. En effet, les sables non modifiés «SA et ST» subissent une augmentation de la résistance (allant de 3 à 10 MPa) après immersion dans les deux solutions diluées de (Na_2SO_4 , Hcl). D’autre part le sable « SC » qui a une grande teneur en fines subit des pertes de résistance (allant jusqu’à 11 MPa) quel que soit le mélange.

L'utilisation de sable d'oued conduit à la réduction de la perte des résistances. Dans ce cas, les meilleures valeurs de résistance étaient attribuées au sable « SD2 ». Cependant, cela n'était pas le cas suite à l'incorporation du sable de dune dans les sables de carrière qui subissaient des pertes conséquentes de résistances mécaniques.

De ce fait, ces résultats étaient attribués au fait que la pénétration des agents potentiellement agressifs était liée à la microstructure des bétons. En effet, les bétons faiblement poreux (teneur en fines comprise entre 7 % et 10 %) ont de meilleures perméabilités.

Un pourcentage optimal de fines dans les sables tend à fermer les pores et bloque ainsi la diffusion des éléments agressifs. De ce fait, les pertes de résistance seront réduites par rapport aux autres sables.

Enfin, on peut constater après l'analyse des éprouvettes (Photo IV.2 et IV.3) qu'il y a eu une décalcification de la matière cimentaire suite à la dissolution de la Portlandite.

IV.2.4.5 Retrait à l'air :

La mesure du retrait était faite dans une chambre qui avait une température comprise entre (15°C et 19°C) et une humidité comprise entre (46 et 51 %). D'autre part, la mesure sur les éprouvettes en béton doit se faire après un dépoussiérage des plots à l'aide d'un torchon humide afin d'éliminer les particules fines qui risquent d'influencer les résultats.

Les résultats du retrait à l'aire libre nous ont permis de tracer le graphe de la figure IV.36.

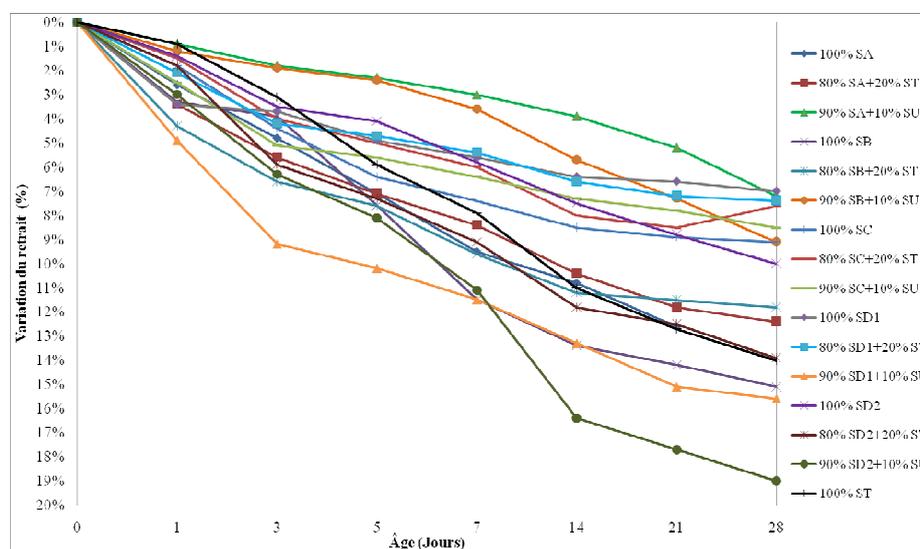


Figure IV.36 : Variation du retrait à l'air des différents bétons en fonction de l'âge des éprouvettes pour un dosage de 350 kg/m³ et un rapport E/C=0.6

L'analyse des résultats (Figures IV.36), montre que le béton à base de sable d'oued présente un retrait légèrement plus important que la plupart des retraits des bétons avec du sable de carrière. Ce retrait est d'autant plus important pour les sables modifiés et avec une grande teneur en fines, par conséquent le béton « 90 % SD2+10 % SU » à la valeur la plus élevée du retrait.

D'autre part, les bétons avec un pourcentage de fines optimales et des granulométries modifiées avec sable d'oued ou sable de dune, présentent des valeurs réduites de retrait.

De ce fait, on peut dire que l'évolution du retrait est liée à la teneur en particules fines d'une part et à la répartition de la distribution granulaire d' autre part.

IV.2.4.6 Variations de la masse dans l'air :

Les résultats de la variation de la masse à l'air libre nous ont permis de tracer le graphe de la figure IV.37.

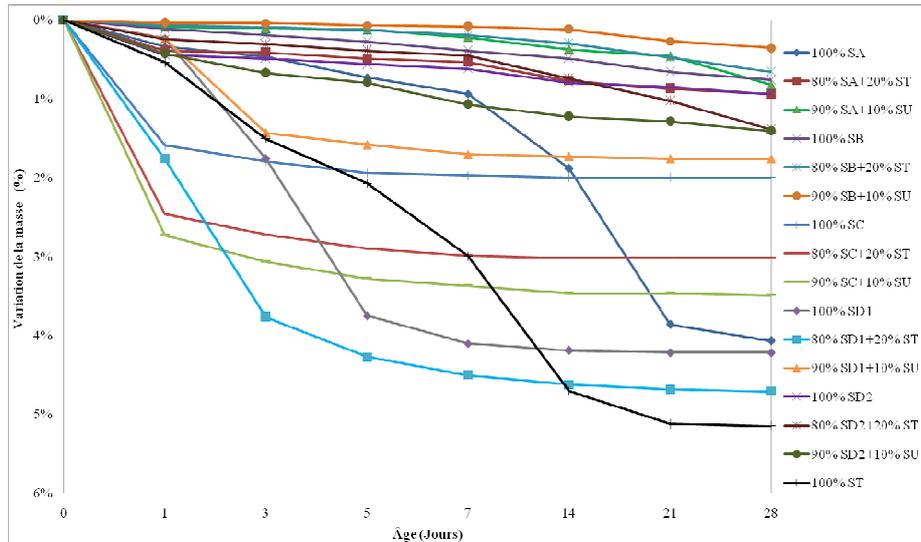


Figure IV.37 : Variation de la masse à l'air des différents bétons en fonction de l'âge des éprouvettes pour un dosage de 350 kg/m^3 et un rapport $E/C=0.6$

Les résultats (Figures IV.37), montrent que les bétons avec sable d'oued présentent une perte de masse plus élevée que ceux des bétons à base de sable de carrière. D'autre part, la perte de masse est modérée pour les bétons avec peu de fines, mais plus importante avec l'augmentation de la teneur en fines des sables de carrière. De ce fait, on peut dire que l'évolution de la masse est liée à la variation de la teneur en particules fines des sables.

IV.2.4.7 Gonflement à l'eau :

La mesure du gonflement des éprouvettes en béton doit se faire dans la même heure qui suit leur sortie du bac d'eau. Ensuite on procède à un séchage des plots à l'aide d'un torchon afin d'éliminer les particules d'eau qui risquent d'influencer sur les résultats.

Les résultats du gonflement à l'eau nous ont permis de tracer le graphe de la figure IV.38.

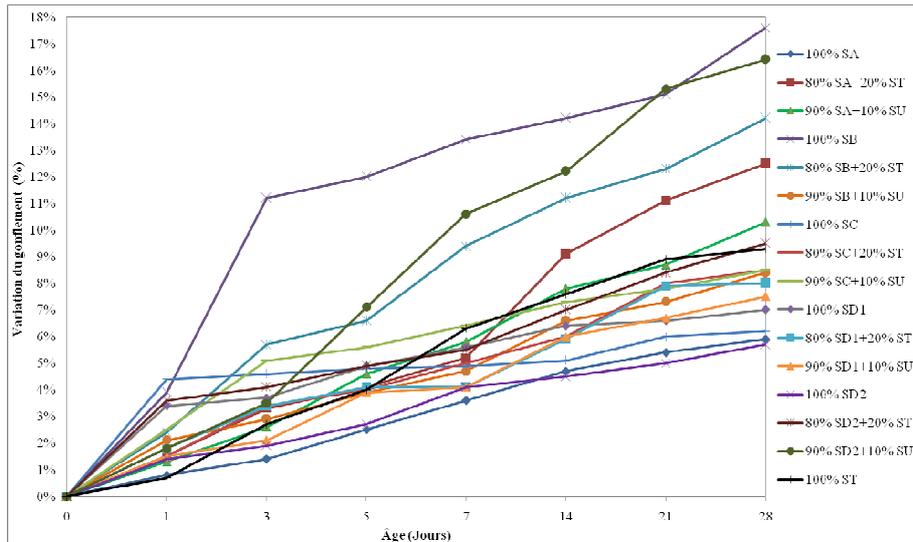


Figure IV.38 : Variation du gonflement à l'eau des différents bétons en fonction de l'âge des éprouvettes pour un dosage de 350 kg/m^3 et un rapport $E/C=0.6$

L'analyse des résultats (Figures IV.38), montre que les bétons à base de sable de carrière non modifiés présentent des gonflements moins importants que ceux des bétons avec sable d'oued. Cette variation dimensionnelle est d'autant plus importante après la modification de la distribution granulaire. Cependant, les bétons avec le sable « SB » ont subi un gonflement assez important. De ce fait, on peut constater que l'évolution du gonflement est liée à la teneur en fines des sables d'une part et à la répartition de la distribution granulaire d'autre part.

IV.2.4.8 Variation de la masse dans l'eau :

Les résultats de la variation de la masse dans l'eau nous ont permis de tracer le graphe de la figure IV.39.

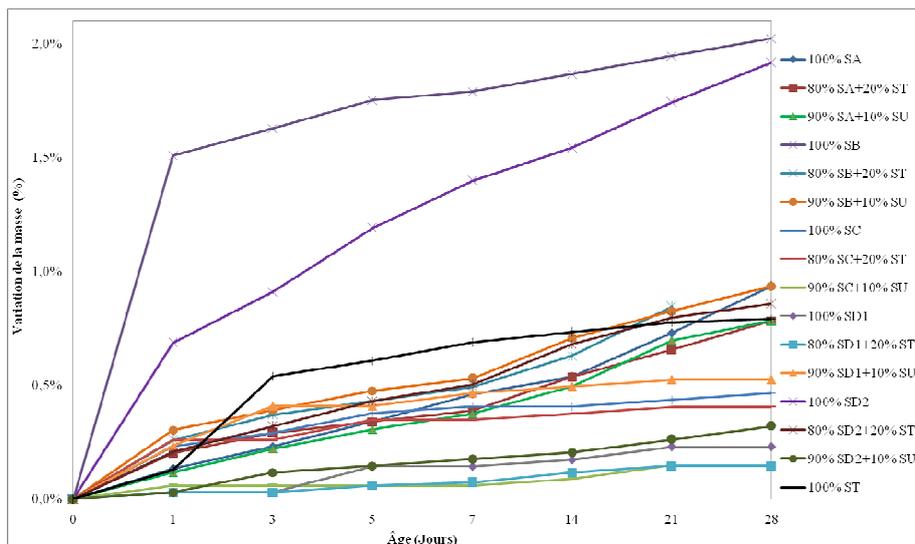


Figure IV.39 : Variation de la masse à l'eau des différents bétons en fonction de l'âge des éprouvettes pour un dosage de 350 kg/m^3 et un rapport $E/C=0.6$

Les résultats (Figures IV.39), montrent que les bétons à base de sable de carrière « SB et SD2 » présentent un gain de masse plus conséquent que ceux des autres bétons. Cette augmentation est probablement due aux natures minéralogiques ainsi qu'à leur grande capacité d'absorption (faible teneur en eau et un grand module de finesse).

D'autre part, l'évolution de la masse pour les autres sables de carrière modifiés ou non modifiés est modérée (inférieur à 1 %). Par conséquent, l'évolution de la masse est liée à la teneur en fines d'une part et à la nature minéralogique des sables d'une autre part.

IV.2.4.9 Déformabilité :

Les graphes (Figure IV.40 à Figure IV.43) représentent l'évolution des déformations élasto-instantanées longitudinales et transversales à l'instant (t) et les déformations relatives totales (t+ Δ t) avec l'augmentation de la contrainte relative (η).

Le module de déformabilité, le module d'élasticité ainsi qu'une comparaison entre les résistances à la compression cubiques et prismatiques sont représentés dans les figures IV.44 à IV.46.

IV.2.4.9.1 Déformations élasto-instantanées longitudinales ϵ_{1el} en fonction des contraintes relatives η des bétons prismes à base des sables de carrière non modifiés et modifiés avec sable d'oued et sable de dune :

La variation des déformations élasto-instantanées longitudinales ϵ_{1el} en fonction des contraintes relatives η des bétons prismes pour tous les mélanges étudiés est présenté dans les figure IV.40 à IV.44.

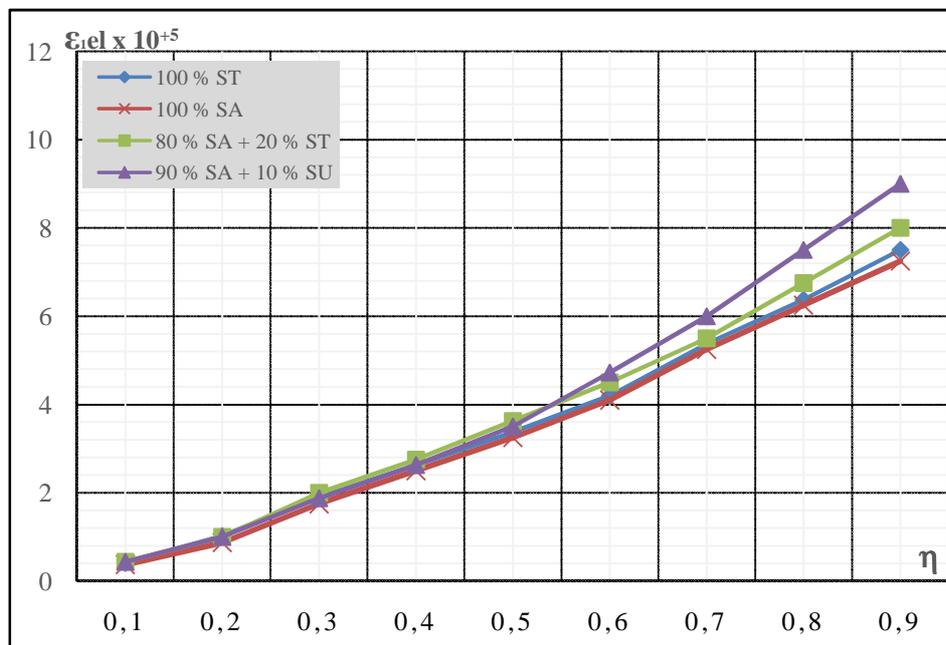


Figure IV.40 : Evolution des déformations élasto-instantanées longitudinales ϵ_{1el} en fonction des contraintes relatives η des bétons prismes à base du sable de carrière SA non modifié et modifié avec sable d'oued et sable de dune

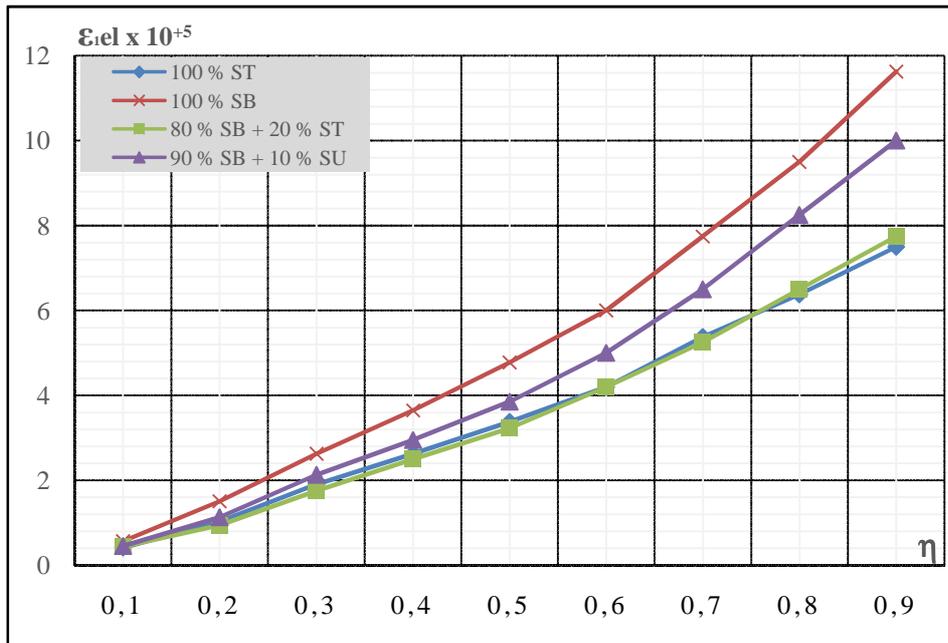


Figure IV.41 : Evolution des déformations élasto-instantanées longitudinales ϵ_{iel} en fonction des contraintes relatives η des bétons pris à base du sable de carrière SB non modifié et modifié avec sable d'oued et sable de dune

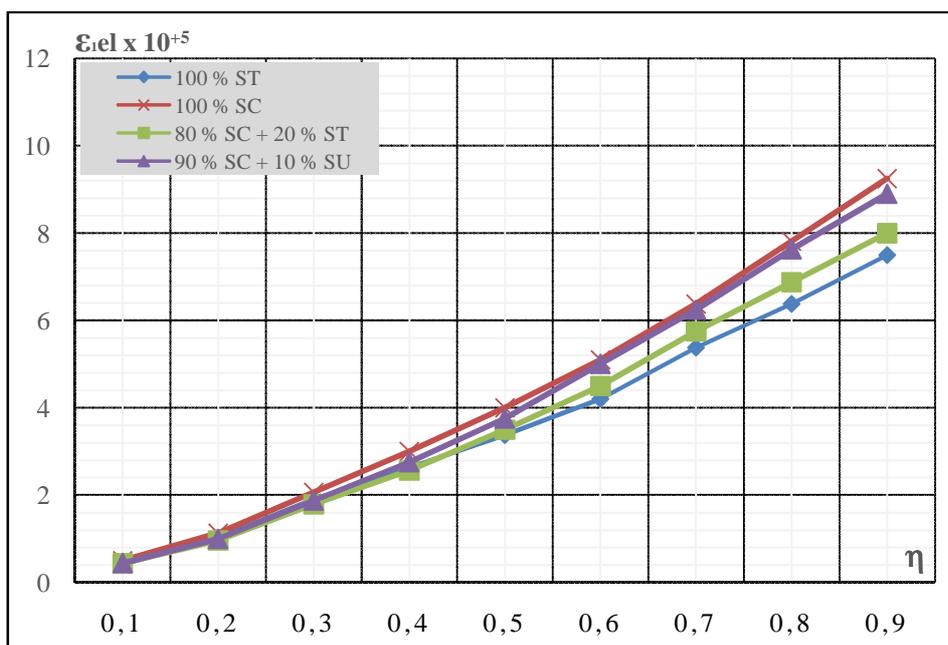


Figure IV.42 : Evolution des déformations élasto-instantanées longitudinales ϵ_{iel} en fonction des contraintes relatives η des bétons prismes à base du sable de carrière SC non modifié et modifié avec sable d'oued et sable de dune

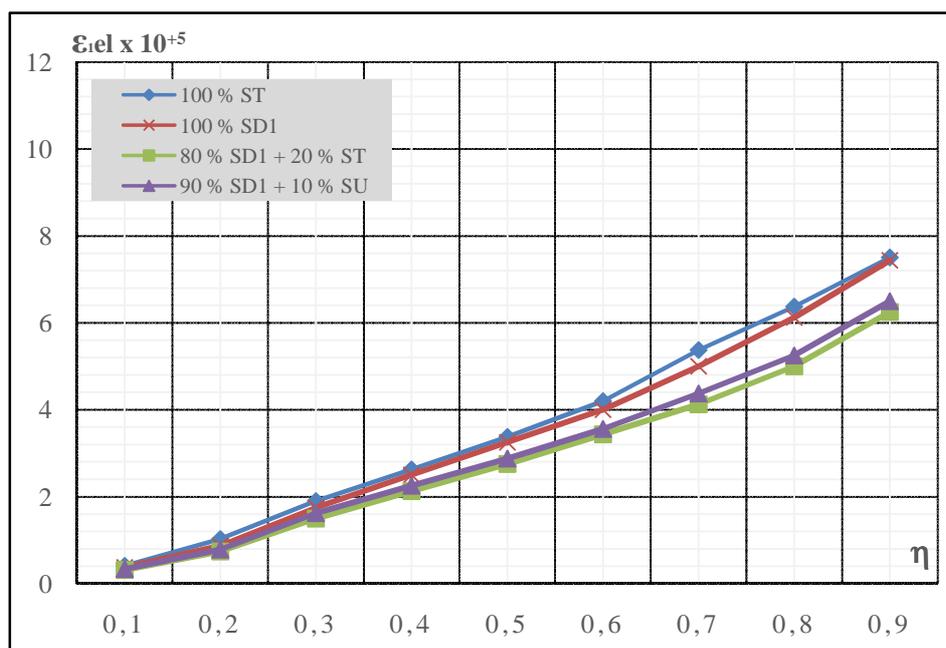


Figure IV.43 : Evolution des déformations élasto-instantanées longitudinales ϵ_{iel} en fonction des contraintes relatives η des bétons prismes à base du sable de carrière SD1 non modifié et modifié avec sable d'oued et sable de dune

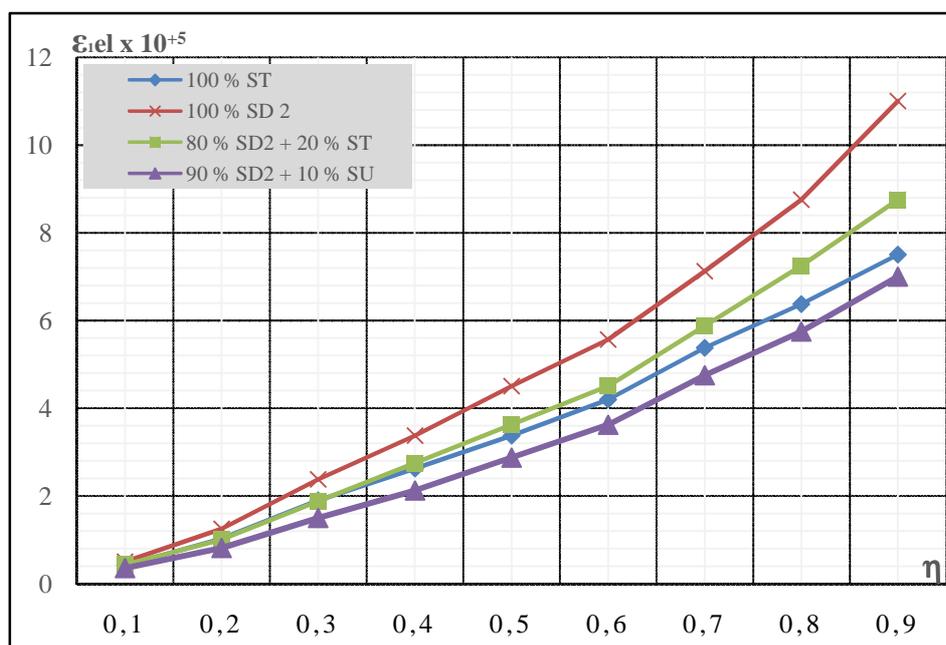


Figure IV.44 : Evolution des déformations élasto-instantanées longitudinales ϵ_{iel} en fonction des contraintes relatives η des bétons à base du sable de carrière SD2 non modifié et modifié avec sable d'oued et sable de dune

IV.2.4.9.2 Déformations élasto-instantanées totales longitudinales ε_{ITel} en fonction des contraintes relatives η pour les bétons prismes à base des sables de carrière non modifiés et modifiés avec sable d'oued et sable de dune :

Les variations des déformations élasto-instantanées longitudinales ε_{el} en fonction des contraintes relatives η des bétons prismes pour tous les mélanges étudiés est présenté dans les figures IV.45 à IV.49.

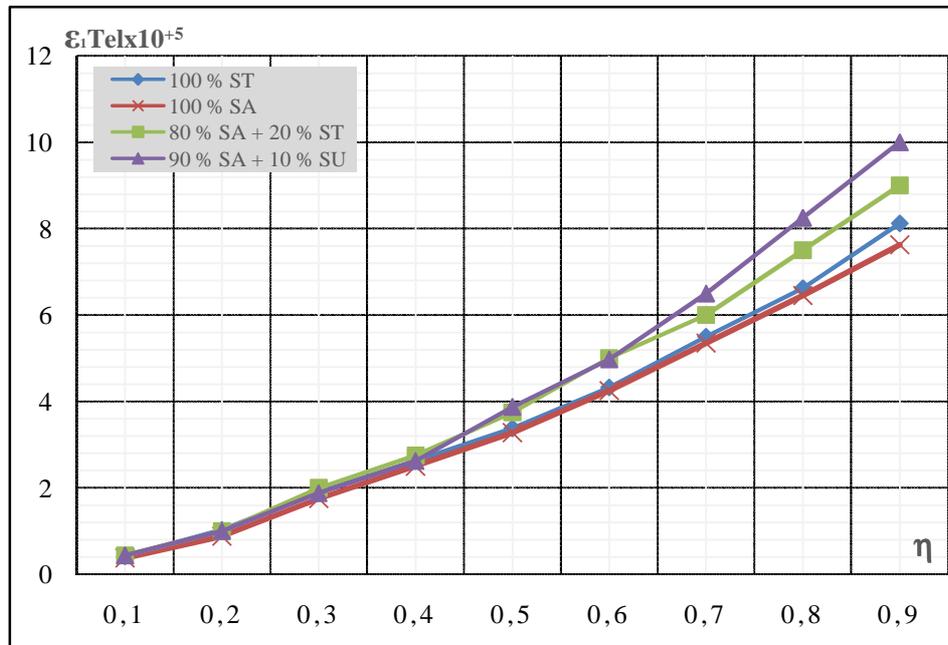


Figure IV.45 : Evolution des déformations élasto-instantanées totales longitudinales ε_{ITel} en fonction des contraintes relatives η pour les bétons prismes à base du sable de carrière SA non modifié et modifié avec sable d'oued et sable de dune

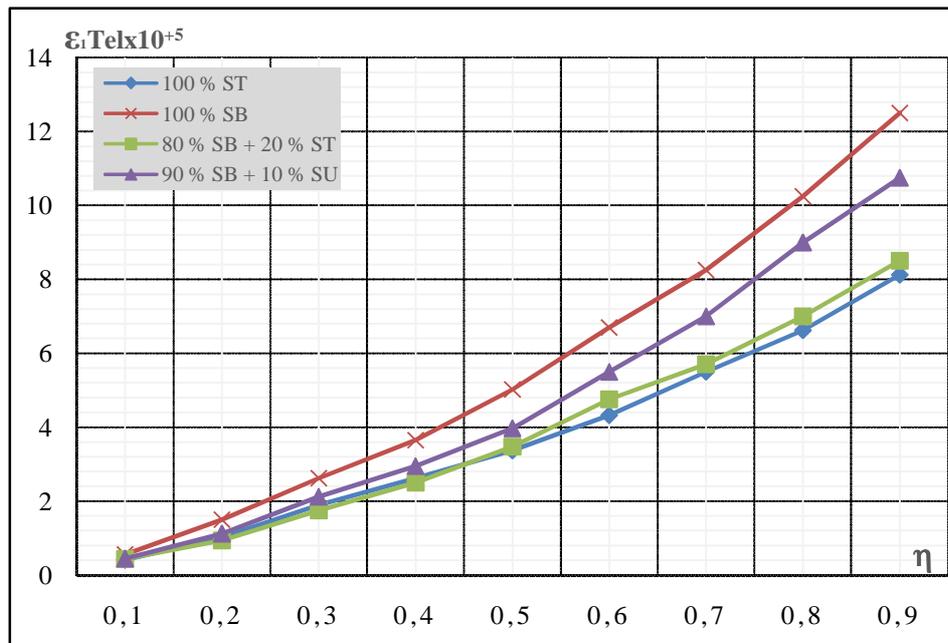


Figure IV.46 : Evolution des déformations élasto-instantanées totales longitudinales ε_{ITel} en fonction des contraintes relatives η pour les bétons prismes à base du sable de carrière SB non modifié et modifié avec sable d'oued et sable de dune

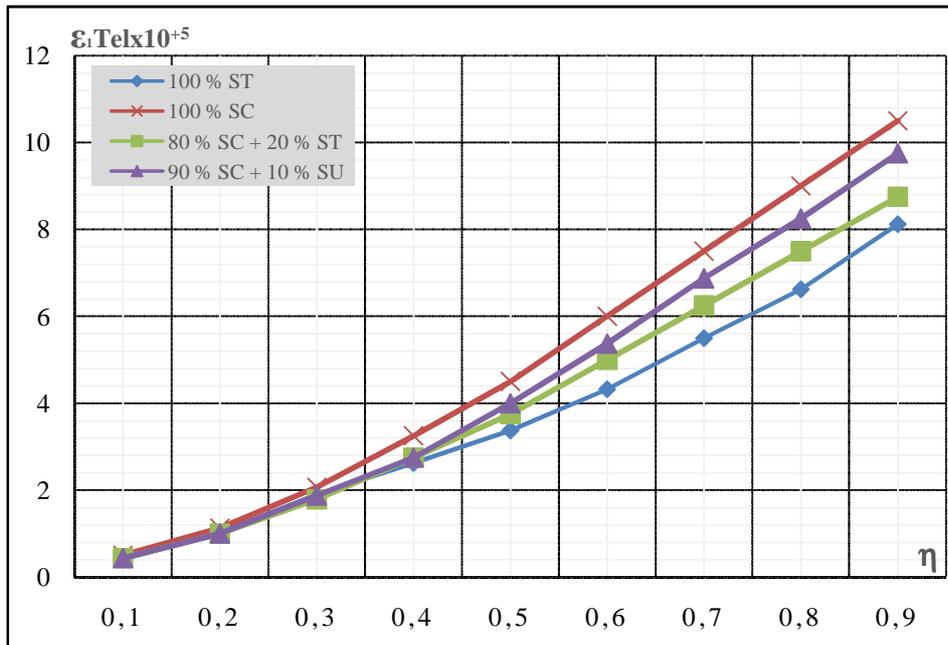


Figure IV.47 : Evolution des déformations élasto-instantanées totales longitudinales ϵ_{1Tel} en fonction des contraintes relatives η pour les bétons prismes à base du sable de carrière SC non modifié et modifié avec sable d'oued et sable de dune

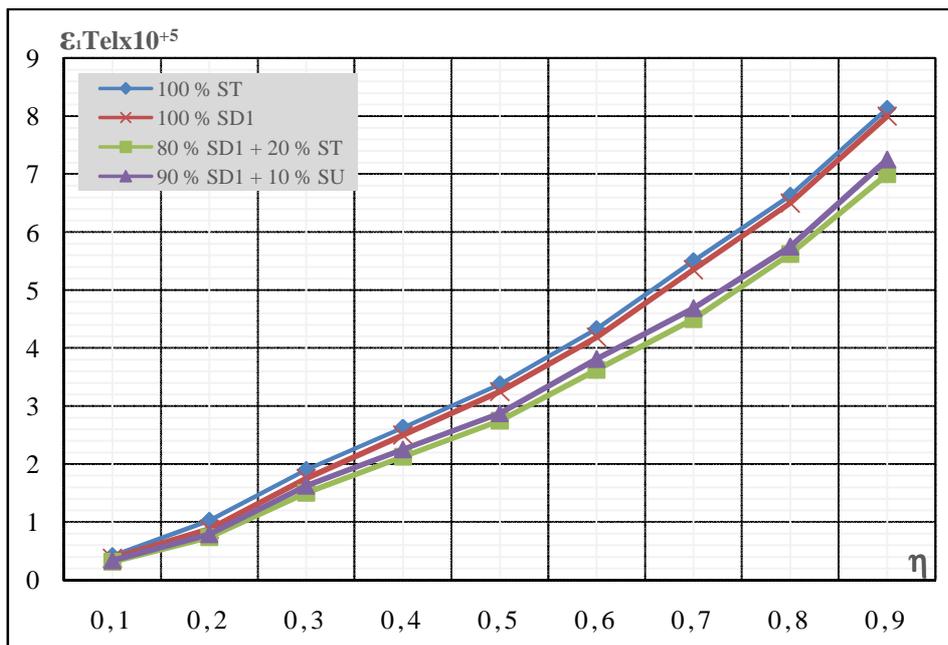


Figure IV.48 : Evolution des déformations élasto-instantanées totales longitudinales ϵ_{1Tel} en fonction des contraintes relatives η pour les bétons prismes à base du sable de carrière SD1 non modifié et modifié avec sable d'oued et sable de dune

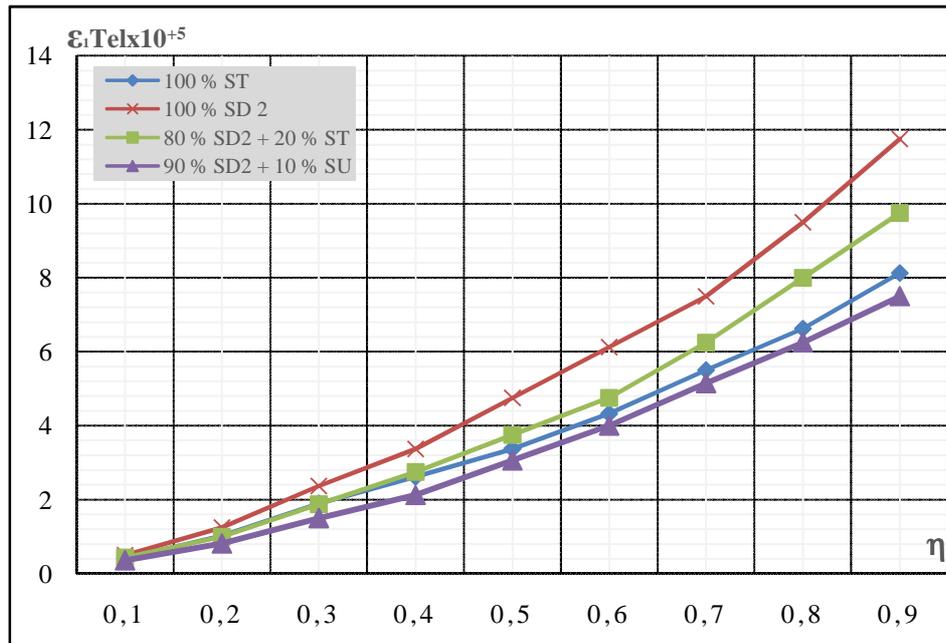


Figure IV.49 : Evolution des déformations élasto-instantanées totales longitudinales ε_{1Tel} en fonction des contraintes relatives η pour les bétons prismes à base du sable de carrière SD2 non modifié et modifié avec sable d'oued et sable de dune

IV.2.4.9.3 Déformations élasto-instantanées transversales ε_{2el} en fonction des contraintes relatives η pour les bétons prismes à base des sables de carrière non modifiés et modifiés avec sable d'oued et sable de dune :

Les figures IV.50 à IV.54 illustrent la variation des déformations élasto-instantanées transversales ε_{2el} en fonction des contraintes relatives η pour tous les bétons prismes.

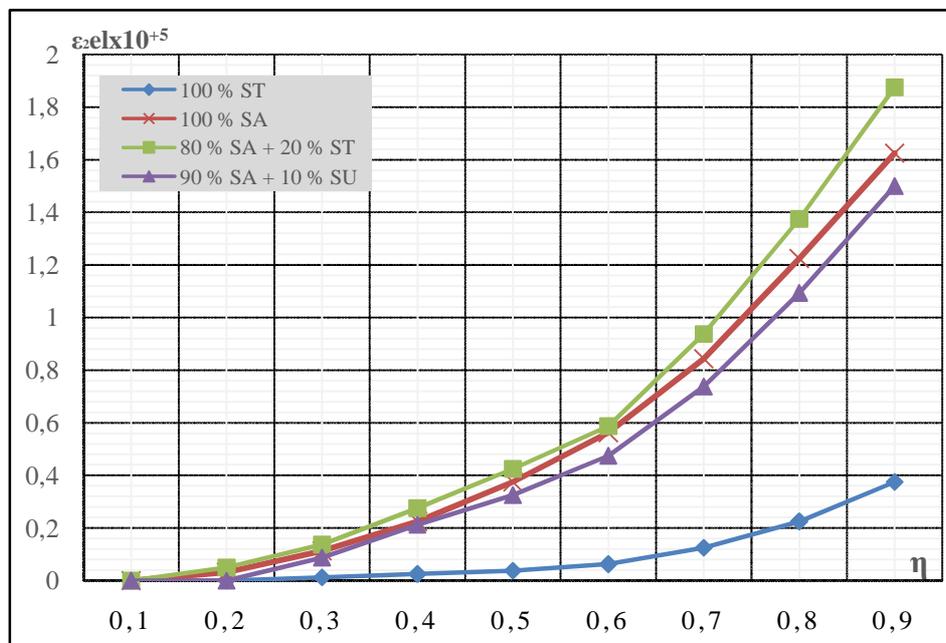


Figure IV.50 : Evolution des déformations élasto-instantanées transversales ε_{2el} en fonction des contraintes relatives η pour les bétons prismes à base du sable de carrière SA non modifié et modifié avec sable d'oued et sable de dune

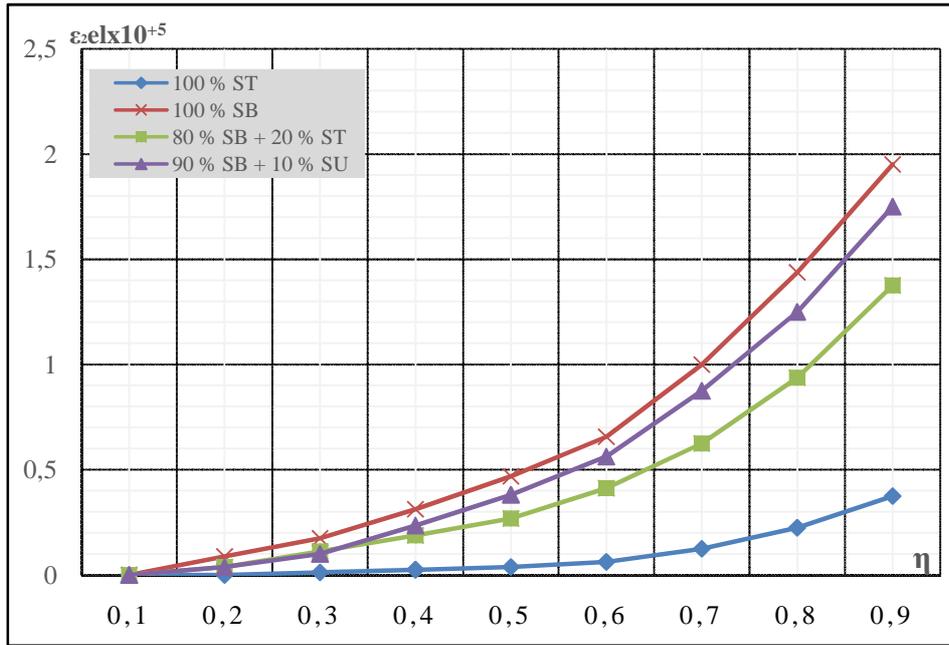


Figure IV.51 : Evolution des déformations élasto-instantanées transversales ϵ_{2el} en fonction des contraintes relatives η pour les bétons prismes à base du sable de carrière SB non modifié et modifié avec sable d'oued et sable de dune

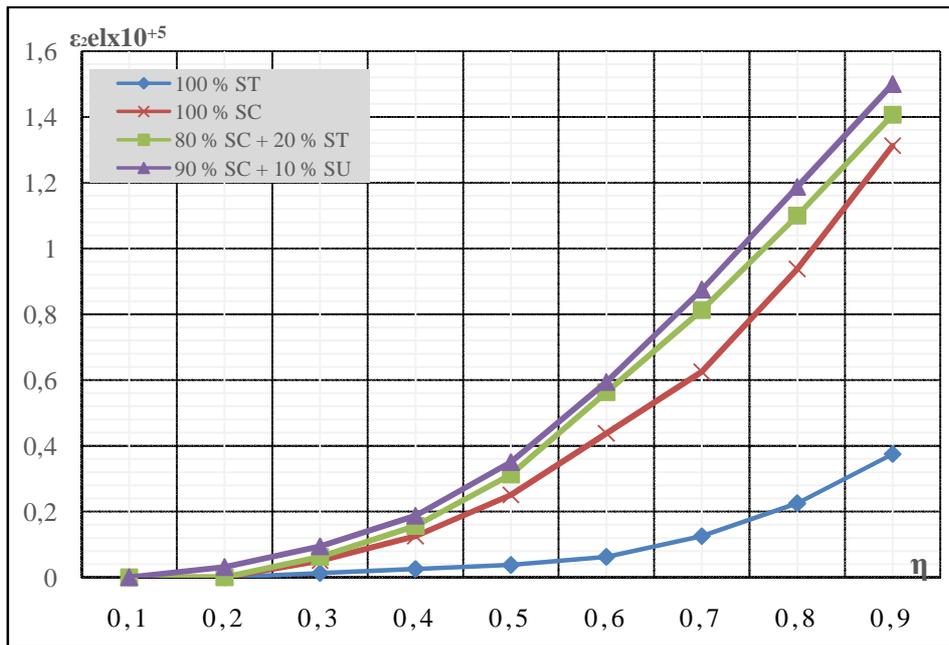


Figure IV.52 : Evolution des déformations élasto-instantanées transversales ϵ_{2el} en fonction des contraintes relatives η pour les bétons prismes à base du sable de carrière SC non modifié et modifié avec sable d'oued et sable de dune

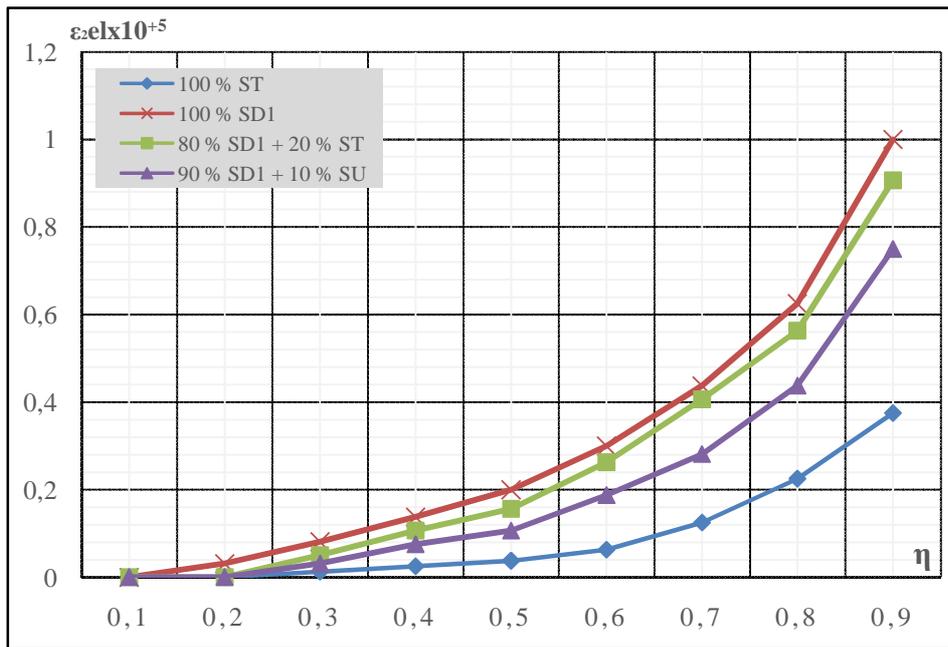


Figure IV.53 : Evolution des déformations élasto-instantanées transversales ϵ_{2el} en fonction des contraintes relatives η pour les bétons prismes à base du sable de carrière SD1 non modifié et modifié avec sable d'oued et sable de dune

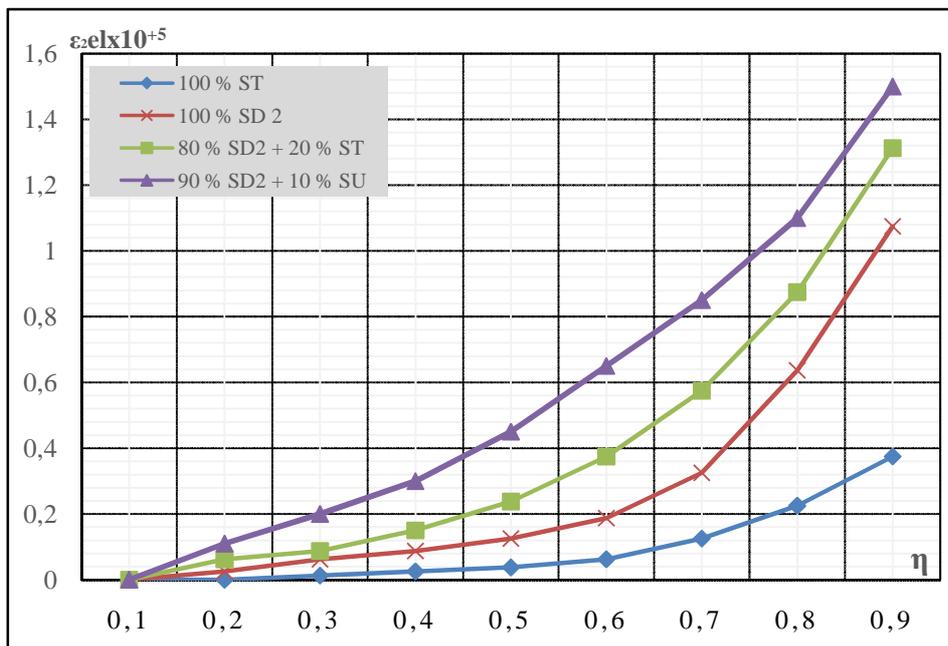


Figure IV.54 : Evolution des déformations élasto-instantanées transversales ϵ_{2el} en fonction des contraintes relatives η pour les bétons prismes à base du sable de carrière SD2 non modifié et modifié avec sable d'oued et sable de dune

IV.2.4.9.4 Déformations élasto-instantanées totales transversales ε_{2Tel} en fonction des contraintes relatives η pour les bétons prismes à base des sables de carrière non modifiés et modifiés avec sable d'oued et sable de dune :

La variation de la déformation élasto-instantanées transversales ε_{2el} en fonction des contraintes relatives η pour tous les bétons prismes étudiées est présenté dans les figures IV.55 à IV.59.

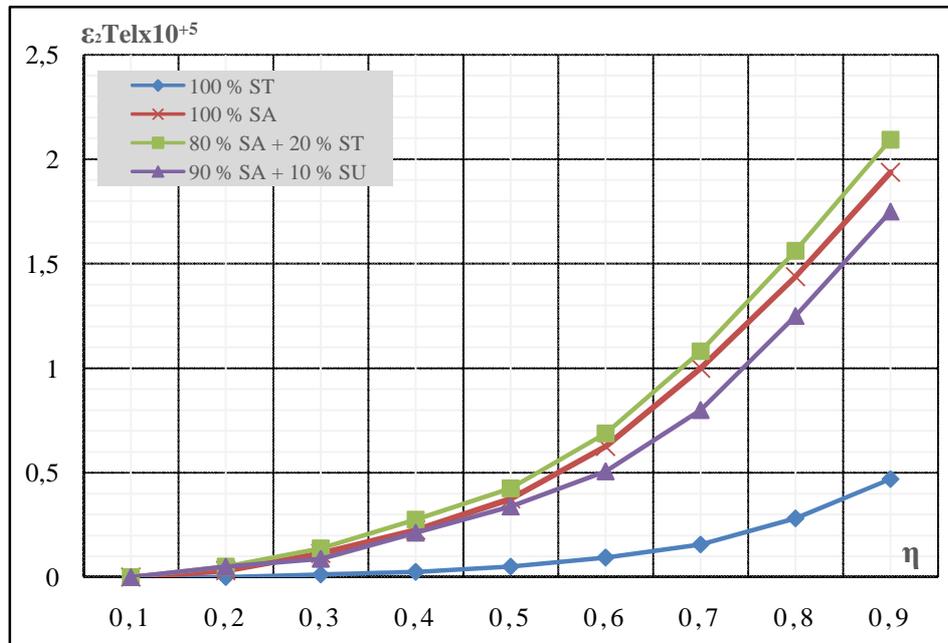


Figure IV.55: Evolution des déformations élasto-instantanées totales transversales ε_{2Tel} en fonction des contraintes relatives η pour les bétons prismes à base du sable de carrière SA non modifié et modifié avec sable d'oued et sable de dune

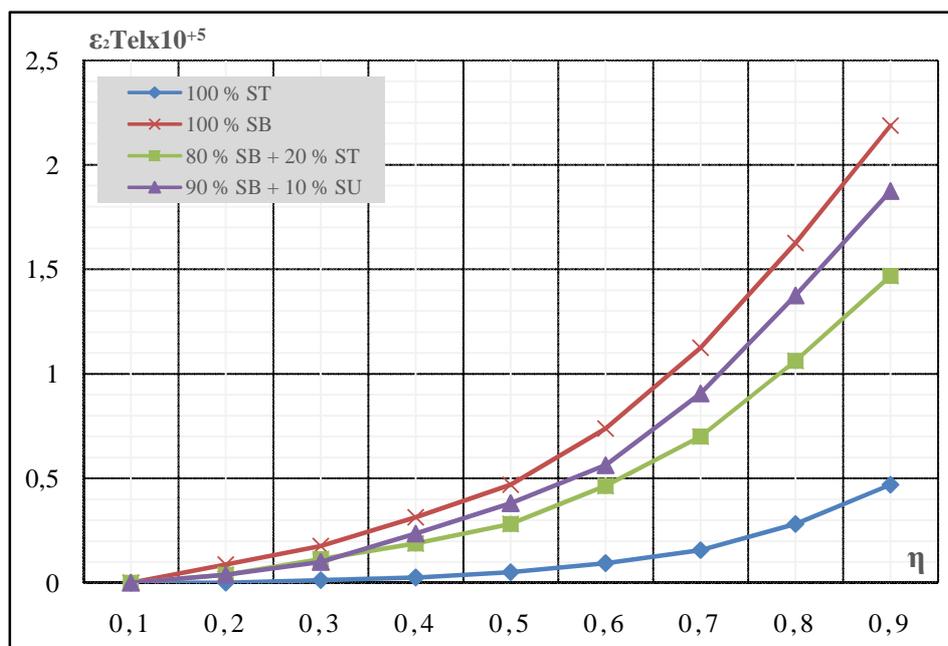


Figure IV.56 : Evolution des déformations élasto-instantanées totales transversales ε_{2Tel} en fonction des contraintes relatives η pour les bétons prismes à base du sable de carrière SB non modifié et modifié avec sable d'oued et sable de dune

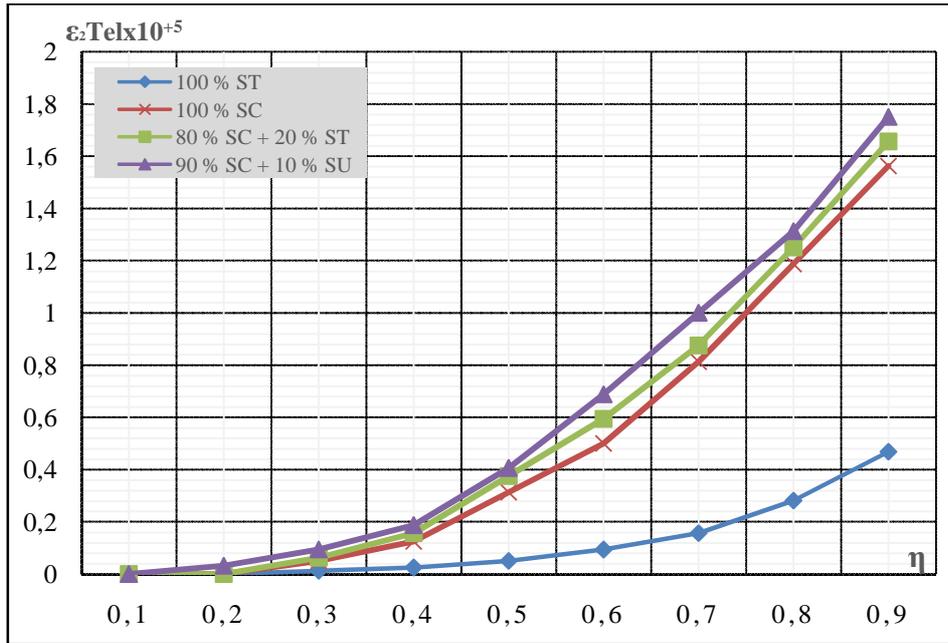


Figure IV.57 : Evolution des déformations élasto-instantanées totales transversales ϵ_{2Tel} en fonction des contraintes relatives η pour les bétons prismes à base du sable de carrière SC non modifié et modifié avec sable d'oued et sable de dune

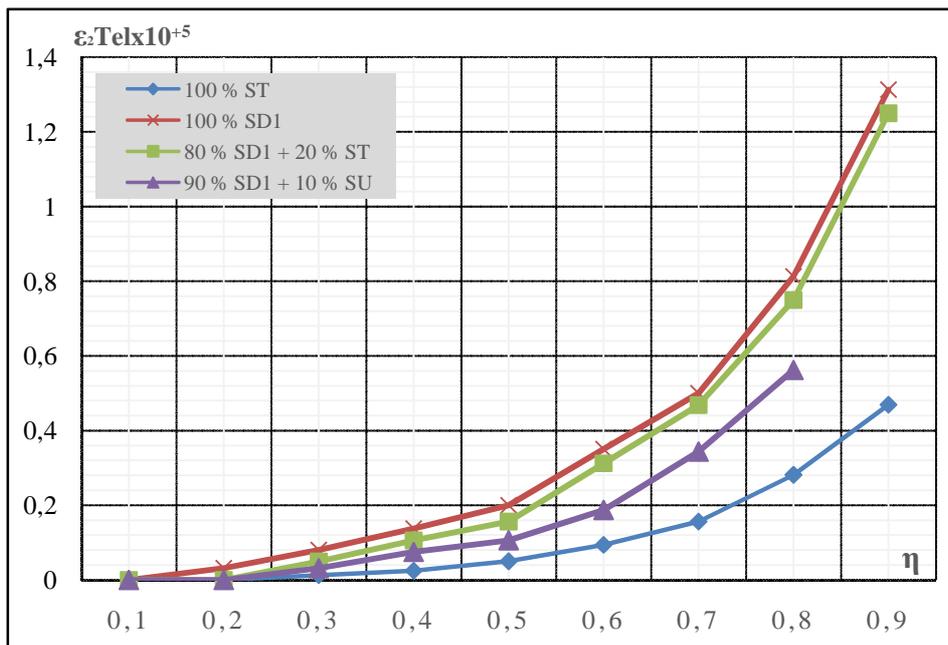


Figure IV.58 : Evolution des déformations élasto-instantanées totales transversales ϵ_{2Tel} en fonction des contraintes relatives η pour les bétons prismes à base du sable de carrière SD1 non modifié et modifié avec sable d'oued et sable de dune

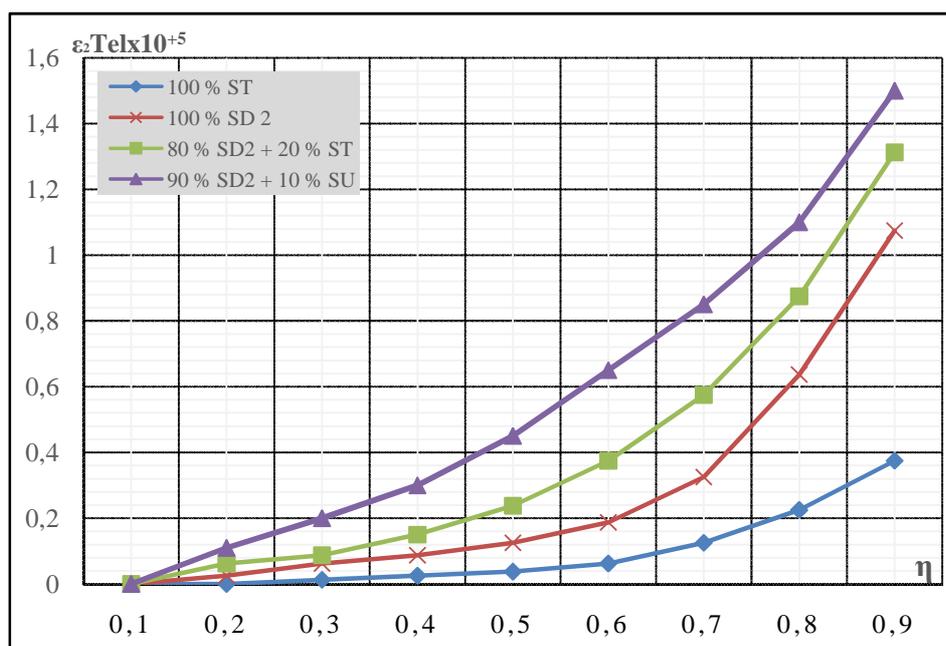


Figure IV.59 : Evolution des déformations élasto-instantanées totales transversales ϵ_{2Tel} en fonction des contraintes relatives η pour les bétons prismes à base du sable de carrière SD2 non modifié et modifié avec sable d'oued et sable de dune

IV.2.4.9.5 Module de déformabilité "E" du béton en fonction des contraintes relatives η pour les bétons prismes à base des sables de carrière non modifiés et modifiés avec sable d'oued et sable de dune :

La variation du module de déformabilité "E" du béton en fonction des contraintes relatives η pour tous les bétons étudiés est présentée dans les figures IV.60 à IV.64.

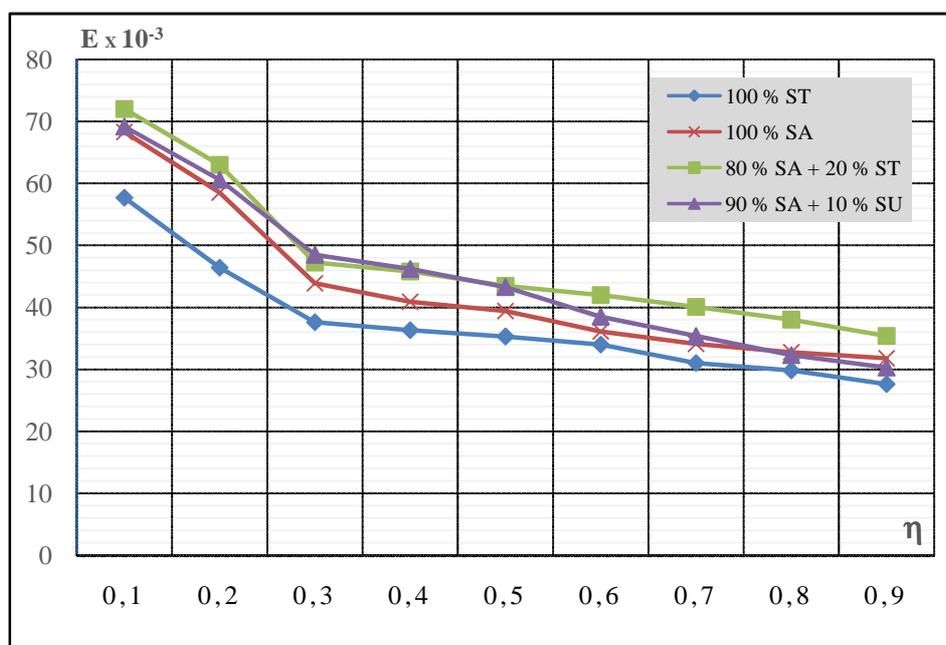


Figure IV.60 : Variation du module de déformabilité "E" du béton en fonction des contraintes relatives η pour les bétons prismes à base du sable de carrière SA non modifié et modifié avec sable d'oued et sable de dune

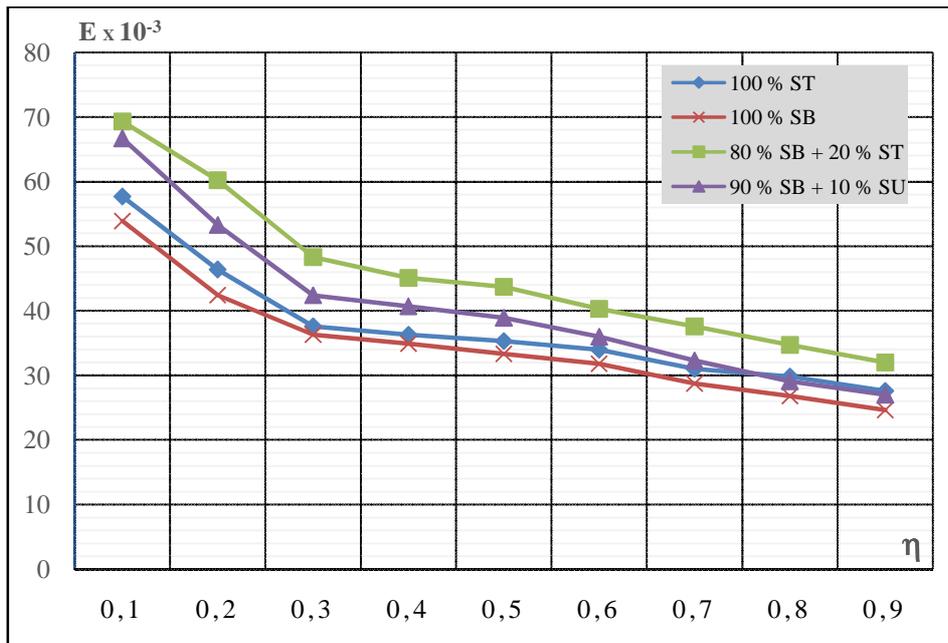


Figure IV.61 : Variation du module de déformabilité "E" du béton en fonction des contraintes relatives η pour les bétons prismes à base du sable de carrière SB non modifié et modifié avec sable d'oued et sable de dune

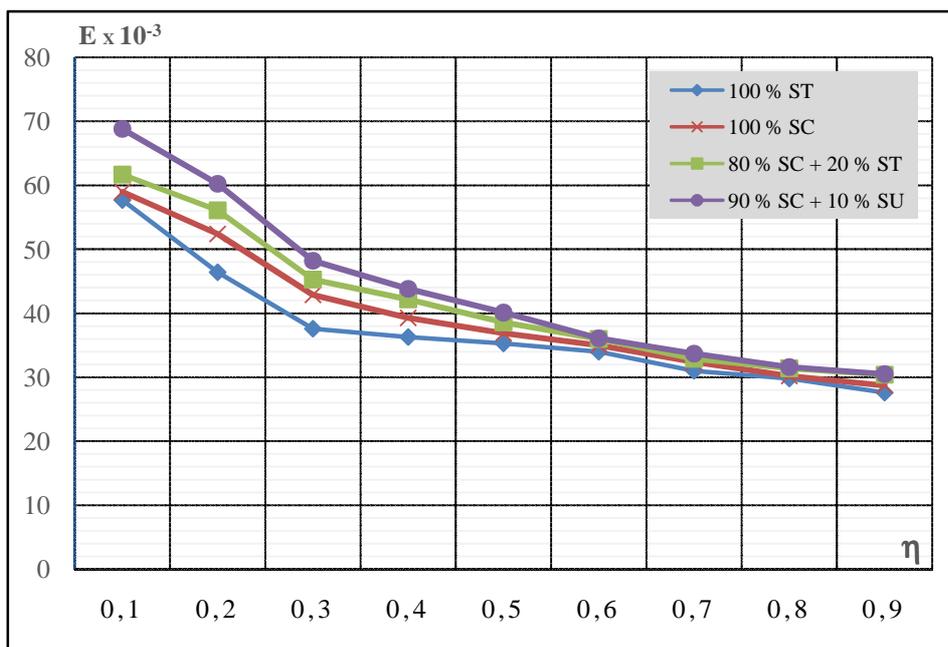


Figure IV.62 : Variation du module de déformabilité "E" du béton en fonction des contraintes relatives η pour les bétons prismes à base du sable de carrière SC non modifié et modifié avec sable d'oued et sable de dune

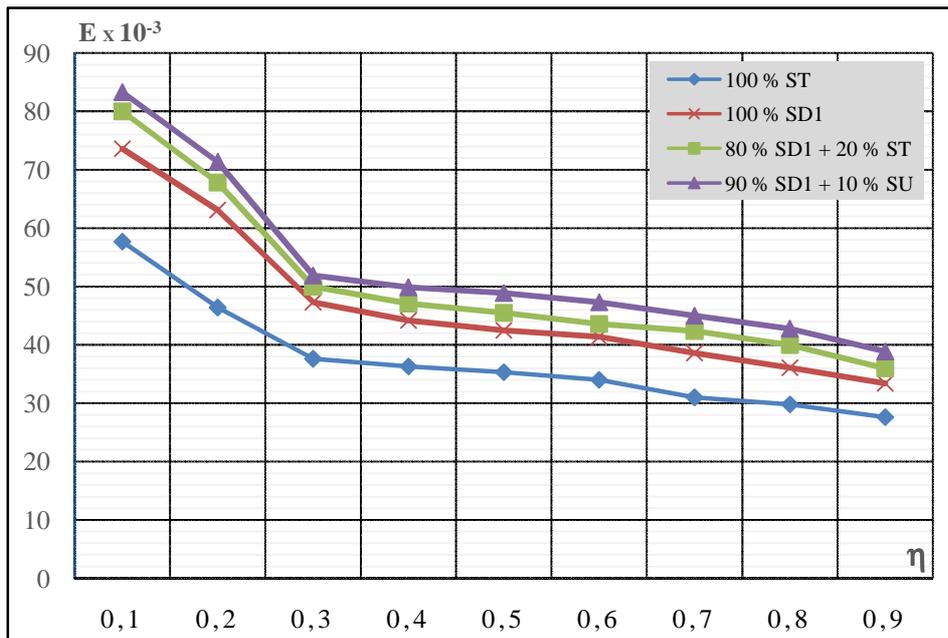


Figure IV.63 : Variation du module de déformabilité "E" du béton en fonction des contraintes relatives η pour les bétons prismes à base du sable de carrière SD1 non modifié et modifié avec sable d'oued et sable de dune

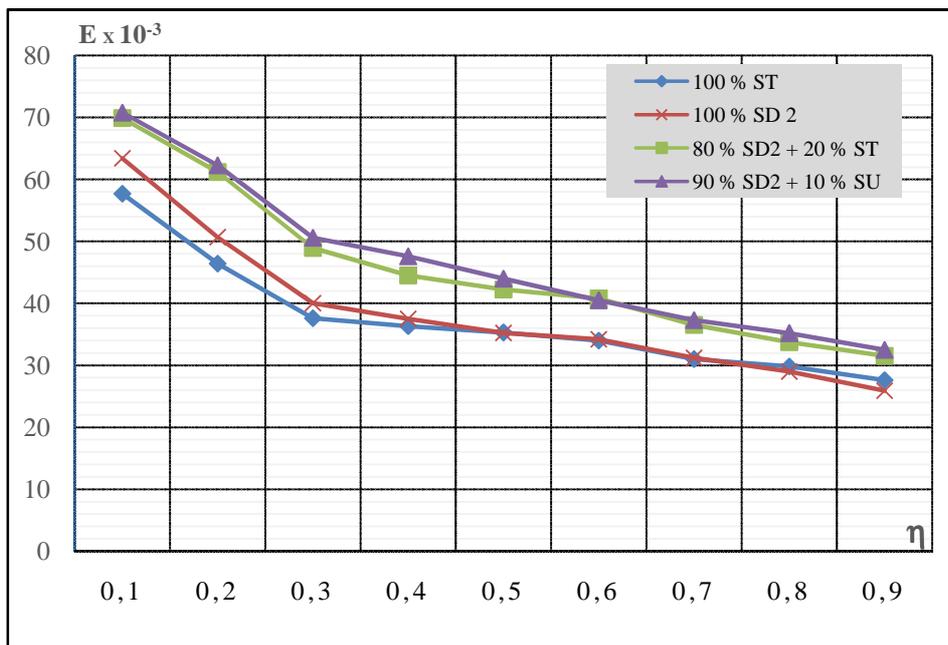


Figure IV.64 : Variation du module de déformabilité "E" du béton en fonction des contraintes relatives η pour les bétons prismes à base du sable de carrière SD2 non modifié et modifié avec sable d'oued et sable de dune

IV.2.4.9.6 Module d'élasticité des bétons prismes à base des sables de carrière non modifiés et modifiés avec sable d'oued et sable de dune

La figure IV.65 présente la variation du module d'élasticité "E" des bétons prismes pour tous les mélanges étudiés.

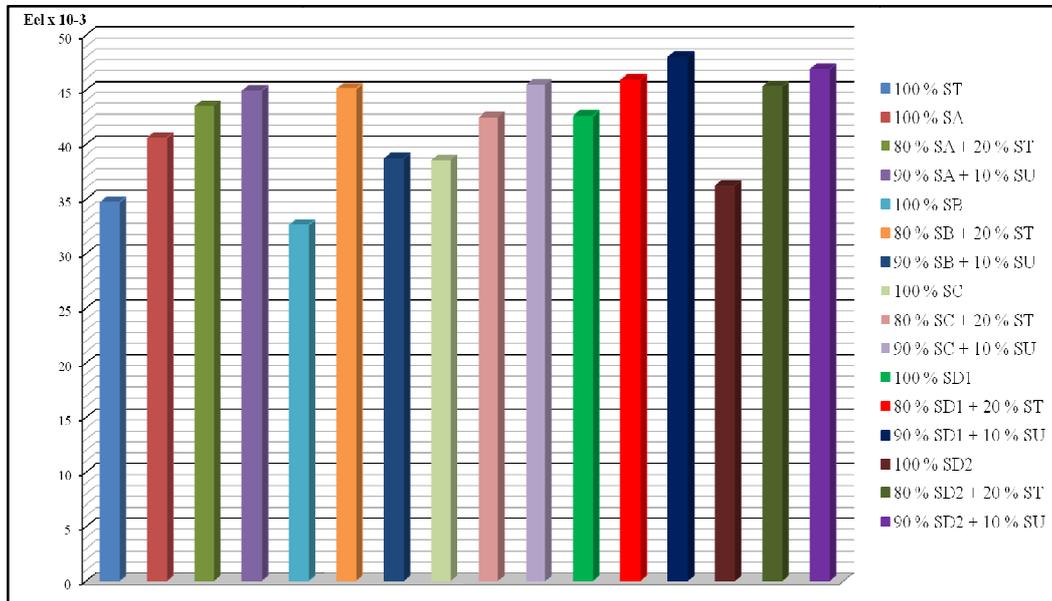


Figure IV.65 : Variation du module d'élasticité "E" des bétons prismes à base des sables de carrière non modifiés et modifiés avec sable d'oued et sable de dune

IV.2.4.9.7 Résistances mécaniques à la compression cubiques (R_c) et prismatiques (R_{pr}) des bétons à base des sables de carrière non modifiés et modifiés avec sable d'oued et sable de dune

La figure IV.66 présente la comparaison de la résistance à la compression des éprouvettes cubiques et prismatiques pour tous les mélanges étudiés.

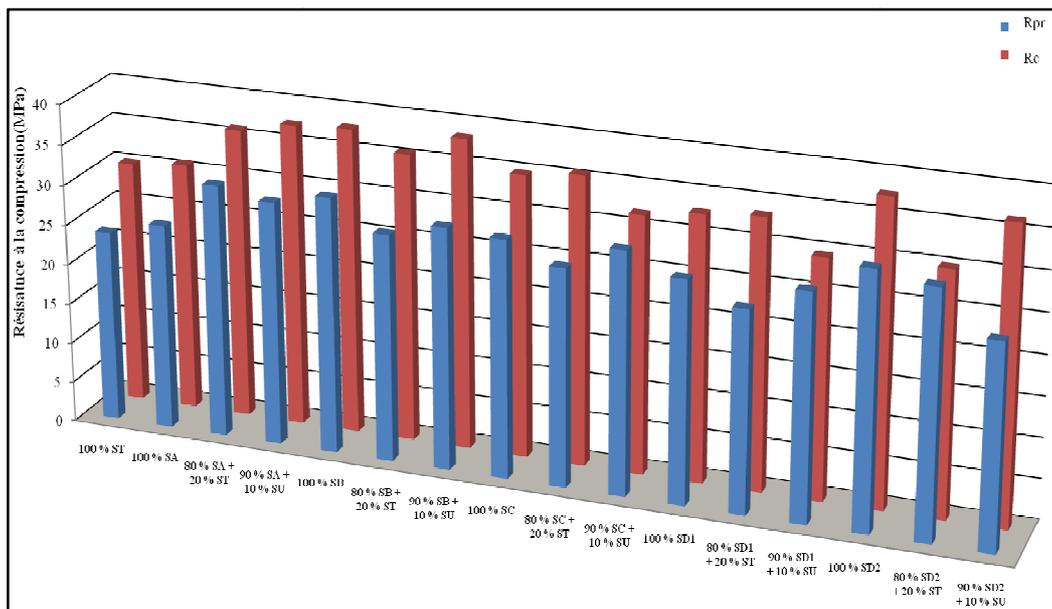


Figure IV.66 : Comparaison entre résistance à la compression cubiques (R_c) et prismatiques (R_{pr}) des bétons à base des sables de carrière non modifiés et modifiés avec sable d'oued et sable de dune

L'analyse des graphes nous a permis de constater que :

- Un comportement élastique linéaire (caractère rectiligne) était observé entre la contrainte relative et les déformations élasto-instantanées du béton pour ($\eta=0.1-0.3$).
- Une relation curviligne était observée entre (η) et les déformations dans l'intervalle ($\eta=0.4-0.9$), cela signifie le développement dans le béton des déformations irréversibles.
- On peut observer que les déformations élasto-instantanées transversales et longitudinales ainsi que le module de déformabilité des bétons à base de sable d'oued sont toujours inférieurs à ceux des bétons à base de sable de carrière. Cela a été attribué à la différence dans la distribution granulaire et à la morphologie des grains qui influe sur l'adhérence entre pâte et granulats.
- Les bétons à base de sable concassé « SB » (peu de particules fines) présentent des déformations relativement élevées par rapport aux autres types de béton. De ce fait, le béton à base de sable concassé « SB » présente un module d'élasticité inférieure par rapport aux autres types de béton. Cela est probablement due à un manque d'adhérence entre la pâte du ciment et les agrégats.
- On peut observer que l'augmentation du pourcentage de fines engendre globalement une réduction de l'évolution de la déformabilité. Cela confirme le fait, que la présence de particules fines dans les bétons est indispensable.
- La modification de la distribution granulaire par du sable d'oued ou du sable de dune réduit les déformations pour les bétons à base de sable de carrière avec peu de fines.
- L'incorporation du sable d'oued ou du sable de dune augmente la déformation pour les sables de carrière avec une plus grande teneur en fines. Cela confirme le fait que mise à part la teneur en fines, il faut aussi prendre en compte la distribution granulaire dans les choix des sables
- La résistance à la compression cubique est toujours supérieure à la résistance à la compression prismatique pour tous les sables de carrière modifiés et non modifiés (Figure IV.66).

IV.3 CONCLUSION

Ce chapitre était destiné à encourager la valorisation des sables concassés pour la fabrication du béton. Pour donner à l'étude un caractère pertinent, il a été décidé d'étudier l'effet de la substitution des sables de carrière par du sable d'oued ou du sable de dune ainsi que des additions minérales sur les propriétés mécaniques et rhéologiques des bétons.

Les influences sur la maniabilité, l'absorption, le coefficient de ramollissement, la résistance à la compression, la résistance à la traction ainsi qu'à la flexion, le retrait, le gonflement les variations de masse, le cycle gel/dégel, l'influence de l'attaque chimique et sulfatique et la déformabilité sont les paramètres retenus dans cette étude.

L'analyse des résultats a permis de confirmer ou de contredire un certain nombre de résultats relevés dans la bibliographie concernant les performances des bétons à l'état frais et durci.

En effet, les résultats obtenus avec différents pourcentages de fines ont mis en évidence que la présence des fines en grande quantité n'altérait pas toujours le comportement des bétons.

La substitution du sable de carrière par du sable de dune ou du sable d'oued ne permettait pas de distinguer le comportement rhéologique et mécanique de ces bétons avec ceux des bétons témoins non modifiés.

De ce fait, généralement les meilleures performances reviennent aux sables à base de sable de carrière (SD2). Les autres bétons présentent aussi des maniabilités et des résistances et une durabilité acceptable et même meilleure et cela en aboutissant à des combinaisons optimales entre sable d'oued, sable de dune et additions minérales.

Toutefois, de médiocres performances sont observées pour les mélanges réalisés avec le sable qui contenait le moins de fines (SB). Ce qui confirme que la présence des fines en quantité modérée est obligatoire.

L'impact des sables de carrière sur les bétons est manifestement complexe. La considération d'un seul paramètre granulaire (teneur en fines) par la société et l'industrie n'est donc pas justifiée pour dévaloriser ce sable. D'autres paramètres peuvent intervenir tels que : la distribution granulaire, la nature minéralogique ainsi que la forme des grains.

Finalement, on peut conclure que le sable de concassage constitue une bonne solution pour mettre un terme à la dilapidation des sables naturels même si cela nécessite la combinaison avec d'autres matériaux.

CHAPITRE 5 : SIMULATION DES RESULTATS EXPERIMENTAUX AVEC LE LOGICIEL BETON LAB PRO 3

V.1 INTRODUCTION :

On présente dans ce chapitre la comparaison des résultats du comportement à l'état frais et à l'état durci des différents mélanges réalisés au laboratoire avec les résultats numériques (simulation) issus du logiciel "Béton Lab Pro 3".

La première partie de ce chapitre concerne l'explication des principes du fonctionnement du logiciel "Béton Lab Pro 3", et du modèle sur le quelle il se base.

La deuxième partie de ce chapitre concerne la comparaison des résultats de l'affaîssement numérique et expérimental des résistances à la compression et à la traction. Les résultats obtenus nous ont permis de mettre en évidence les propriétés sur lesquelles se base le logiciel et de faire une approche comparative entre les résultats obtenus en laboratoire et ceux avec le logiciel.

La troisième partie de ce chapitre va être consacré à élaborer une régression linéaire, qui va nous permettre d'avoir des relations entre les résultats numériques et expérimentaux.

V.2 MODELE D'EMPILEMENT COMPRESSIBLE :

Le Modèle d'Empilement Compressible "MEC" est basé sur la notion d'optimisation de compacité.

Ce modèle a été développé au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC) par : De Larrard en 1999, est permet de prédire la compacité réelle d'un squelette granulaire "noté Φ " à partir de la connaissance des compacités virtuelles " β " de chaque constituant du mélange, de la distribution granulaire du système, et de l'énergie de la mise en place (compactage) caractérisée par un indice de serrage "K".

En effet, la compacité optimale d'un mélange granulaire dépend de la granulométrie des particules, de leur forme et de l'interaction entre les grains qui peut varier selon la procédure de mise en place [48, 86, 89, 90].

Historiquement, le Modèle d'Empilement Compressible "MEC" est un développement du Modèle de Suspension Solide "MSS", lui-même obtenu du Modèle Linéaire de Compacité "MLC". Le modèle MSS, se base sur la viscosité d'un mélange sec dont la vérification se fait par des phases expérimentales [91]. Le modèle MLC, décrit des surfaces d'iso compacité (mélange optimum) [92].

Enfin, le Modèle d'Empilement Compressible "MEC" est un modèle sur lequel se base le logiciel "Béton Lab Pro 3" [93].

V.2.1 Précision du modèle :

La prévision de la compacité d'un mélange granulaire à partir de la connaissance des proportions granulaires et de l'indice de serrage est un atout considérable dans le domaine du génie civil.

En effet, la connaissance de la compacité maximale du béton conduit à créer un squelette granulaire optimal et de ce fait, pour une maniabilité donnée, cela permettra d'optimiser la plupart des propriétés du béton à court et à long terme ou de façon corollaire, d'optimiser la maniabilité pour une teneur en eau donnée [92].

La prédiction de la compacité maximale grâce au modèle, conduit à reconsidérer la notion de courbe granulaire de référence. Car le "MEC" prévoit une différence dans la distribution granulaire et cela suivant les compacités des différentes couches granulaires. De ce fait, à taille fixée, plus une classe est compacte, plus elle est représentée dans le mélange idéal [94].

V.2.2 Notion de compacité virtuelle :

On appelle conventionnellement la compacité virtuelle : la compacité maximale que peut atteindre le mélange granulaire. Cette dernière est obtenue à partir du Modèle d'Empilement Compressible "MEC", on se basant sur la distribution des tailles de grains et la compacité de chaque classe prise isolément.

Pour calculer la compacité virtuelle d'un mélange de " n " classes, on doit tenir compte de deux types d'interaction [49, 90]:

- Un effet de paroi (des classes grossières) : ou généralement il existe une quantité de vide dans l'empilement des grains fins, localisée à l'interface des gros grains.

- Un effet de desserrement (des classes fines) : ou généralement il n'existe pas une quantité de vide dans l'empilement des gros grains.

Une fois que les interactions granulaires (effet de paroi et effet de desserrement) sont définies, la compacité virtuelle d'un mélange de "n" classes s'exprime par l'équation (Eq.V.1) [90].

$$\gamma_i = \frac{\beta_i}{1 - \sum_{j=1}^{i-1} \left[1 - \beta_i + b_{ij} \beta_i \left(1 - \frac{1}{\beta_i} \right) \right] y_j - \sum_{j=i+1}^n \left[1 - \frac{a_{ij} \beta_i}{\beta_j} \right] y_j} \quad (\text{Eq. V.1})$$

γ_i : Compacité virtuelle lorsque la classe "i" est dominante

n : Nombre de classes dans le mélange

β_i : Compacité résiduelle de classe "i"

y_j : Proportion de classe " j " dans le mélange

a_{ij} : Effet de desserrement exercé par un grain fin "j" dans un empilement de gros grains "i"

b_{ij} : Effet de paroi exercé par un gros grain i dans un empilement de grains fins "j"

Enfin, il faut souligner qu'en réalité la compacité virtuelle ne peut pas être atteinte et que cette dernière est toujours supérieure à la compacité réelle [91, 92].

V.2.3 Notion de compacité réelle:

La compacité réelle du mélange granulaire pour ($D_{\max} < 80\mu\text{m}$) peut être donné en fonction de l'indice de serrage "K" et de la compacité virtuelle " β " qui est obtenue à partir du Modèle d'Empilement Compressible "MEC" [86].

La relation entre l'indice de serrage et la compacité virtuelle pour un empilement de grains de même taille, s'écrit sous la forme de (Eq.V.2) [90] .

$$\Phi = \frac{\beta_i}{\frac{1}{K}+1} \quad (\text{Eq. V.2})$$

K : Indice de serrage qui dépend que du protocole (ou l'énergie) de compactage

Φ: Compacité réelle du mélange de "n" classes

D'autre part, une relation a été mise au point afin d'obtenir les compacités virtuelles "β" à partir des compacités expérimentales "Φ" (Eq.V.3) [90].

$$\beta = \frac{\Phi}{[1-(1-k_w)\frac{v}{V}]} \quad (\text{Eq. V.3})$$

Où

$\frac{v}{V}$: Représente le rapport entre le volume perturbé par la paroi et le volume total.

Dans le cas d'un contenant cylindrique de diamètre "D", s'écrit (Eq.V.4) :

$$\frac{v}{V} = \frac{D^2-(D-d)}{D^2} \quad (\text{Eq. V.4})$$

k_w : Coefficient traduisant la forme des granulats (0.88 pour des granulats roulés, 0.73 pour des granulats concassés)

Enfin, dans le cas le plus commun où les granulats ont un " D_{max} " > 80μm (concerne les sables et les gravillons), la compacité réelle peut-être mesurée en utilisant différents procédés (Déversement, piquage avec tige, vibrocompactage ...), chacun étant caractérisé par un indice de serrage [85,93].

V.2.3.1 Indice de serrage K :

Une fois que les coefficients d'interaction et la compacité virtuelle déterminée, il ne restera plus pour l'étalonnage du modèle qu'à fixer la valeur de "K", afin d'aboutir à la compacité réelle "Φ" déterminée par l'équation (Eq. V.2).

L'indice de serrage "K" est une fonction croissante qui résulte de la somme d'indices partiels, de chaque classe individualisée. Les expressions sont données dans l'ouvrage de référence De Larrard [49].

D'autre part, l'indice de serrage "K", est directement lié à aux procédés de mise en place (Tableau V.1). En effet, les procédés de mise en place à faible énergie ont des valeurs inférieures aux valeurs obtenues par les procédés demandant une plus grande énergie de vibration [90].

Tableau V.1 : Valeurs de l'indice de serrage K en fonction des différents procédés de remplissage [91]

Procédé de remplissage	Déversement [Cintre,1988]	Piquage avec tige [Khanta Rao et Al. 1993]	Vibration [Joisel, 1952]	Pression statique 10 MPa	Vibro-Compactage [De Larrard 1994]	Empilement virtuelle
K	4.1	4.5	4.75	7	9	infini

V.2.3.2 Compacité d'empilement individuel de chaque constituant :

Il existe différentes méthodes d'essais pour la mesure de la compacité individuelle des granulats destinés à la fabrication du béton, on peut citer :

V.2.3.2.1 Le simple versement :

Selon la norme [NF EN 1097-3], la mesure de la compacité se fait en laissant s'écouler le matériau sous l'effet de la gravité et sans aucune autre sollicitation dans un récipient.

Dans ce cas la compacité sera donnée par l'équation (Eq.V.5) :

$$c = \frac{M-M_0}{\rho V} \text{ (Eq. V.5)}$$

Avec :

M : Masse du récipient après rasage de la surface

M₀ : Masse du récipient à vide

V : Volume du récipient

ρ : Masse volumique réelle de l'échantillon

V.2.3.2.2 Vibration et vibration sous compression :

La mesure de la compacité "Φ" de chaque classe granulaire se détermine facilement par cette méthode grâce à la mesure de la masse volumique en vrac du matériau dans un cylindre métallique fixé à une table vibrante [86].

Une schématisation du procédé de vibration sous compression est donnée dans la figure V.1.

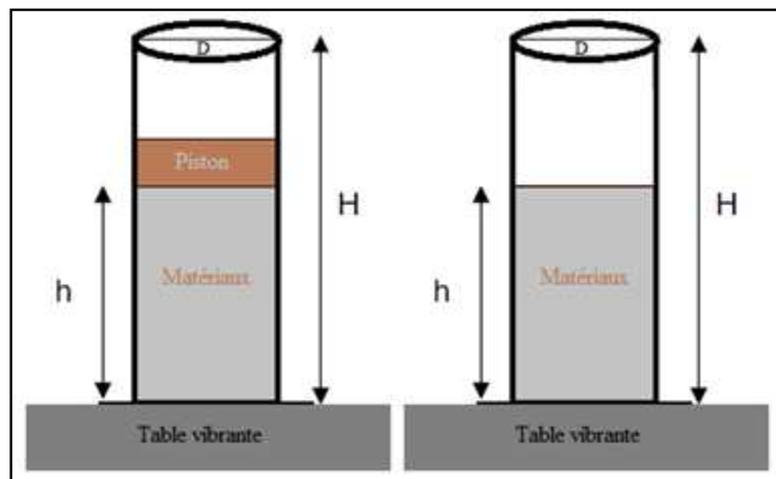


Figure V.1 : Schématisation de la méthode de vibration et vibration sous compression pour la mesure de la compacité confinée

La compacité "Φ" de l'empilement sera donnée par l'équation (Eq.V.6) [85] :

$$\Phi = \frac{1000 \frac{M_s}{0.25 \pi D^2 h}}{M_{VR}} \text{ (Eq. V.6)}$$

Avec :

M_s : Masse de l'échantillon soumis à l'essai (g)

D : Diamètre du cylindre (cm)

h : Hauteur de l'échantillon (cm)

M_{VR} : Masse volumique réelle du matériau utilisé (kg/m^3)

D'autre part, Bouterfas [92] a remarqué que la compacité dépend directement du mode de mise en place c'est-à-dire de la façon dont est réalisé l'empilement. La figure V.2 montre les valeurs de la compacité " Φ " pour différent mode de mise en place.

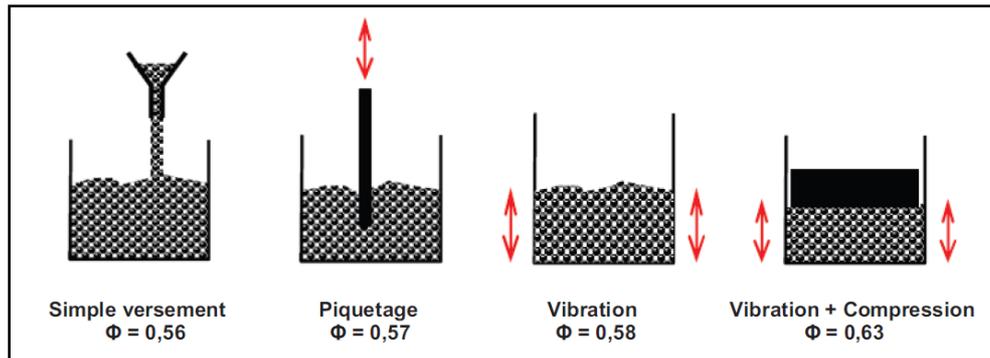


Figure V.2 : Valeur de la compacité Φ pour différent mode de mise en place [92]

Bouterfas [92] a analysé aussi le fait que l'indice de serrage a différentes valeurs selon le mode de mise en place. Pour le déversement, l'indice de serrage est estimé à 4.1 alors que pour un vibro compactage, il est estimé à 9.

Elalaoui [91] a abouti avec le modèle d'empilement compressible, que les compacités expérimentales et théoriques augmentent jusqu'à un certain point, en augmentant le pourcentage des graviers.

Par ailleurs, De Larrard [49] a comparé, la variation de la compacité en fonction de l'indice de serrage (Figure V.3) et la compacité en fonction du pourcentage de grain dans les mélanges (Figure V.4).

Il a abouti au fait que l'indice de serrage " K " varie en fonction de la compacité " Φ ", suivant une fonction strictement croissante. D'autre part, la compacité dépend de la taille, la forme, et la quantité de grains constituant le mélange.

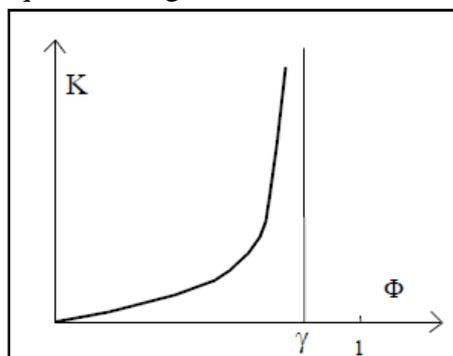


Figure V.3 : Variation de l'indice de serrage K en fonction de la compacité Φ [49]

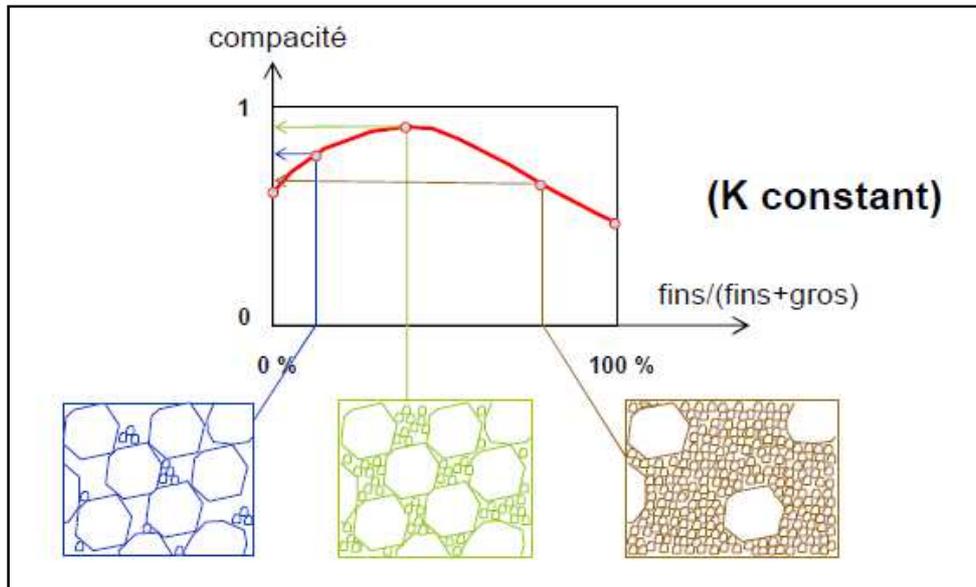


Figure V.4 : Variation de la compacité Φ en fonction du pourcentage des grains [49]

De Larrard [49] a étudié aussi la compacité des granulats concassés et des grains roulés. Il a abouti au fait que la compacité des grains roulés est supérieure à celle des grains concassés (Figure V.5).

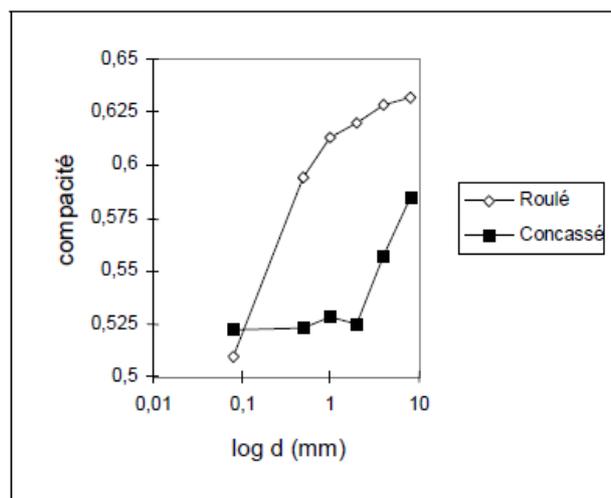


Figure V.5 : Compacité expérimentale des classes élémentaires en fonction de la taille des grains [49]

V.3 LOGICIEL BETON LAB PRO 3 :

"Béton Lab Pro 3" est un logiciel de compréhension du « système béton », de formulation et d'optimisation des bétons. Il peut surtout prédire les propriétés des bétons et de ce fait remplacer les méthodes traditionnelles.

Le logiciel se compose d'une banque de constituants, son utilisation nécessite des paramètres d'entrées (caractéristiques relatives aux constituants primaires) qui doivent soit être mesurées par des essais (granulométrie, compacité) où soit stockées dans les dossiers du logiciel (**Figure V.6**). L'intérêt de l'utilisation de ce logiciel réside dans le nombre important de valeurs de sortie caractérisant le béton. Le logiciel "Béton Lab Pro 3" permet deux types d'opérations :

- ❖ La simulation : Le logiciel prédit les propriétés des bétons tels que :
 - Résistance en compression (f_{c7} , f_{c28})
 - Résistance à la traction (f_t)
 - Affaissement
 - Densité
 - Pourcentage d'air dans le mélange
 - Indice de serrage du béton non confiné
 - Retrait total.
- ❖ L'optimisation : c'est en fait la démarche inverse. Elle permet de trouver, à partir d'un cahier des charges cohérent (résultats convoités), une formule optimisée.

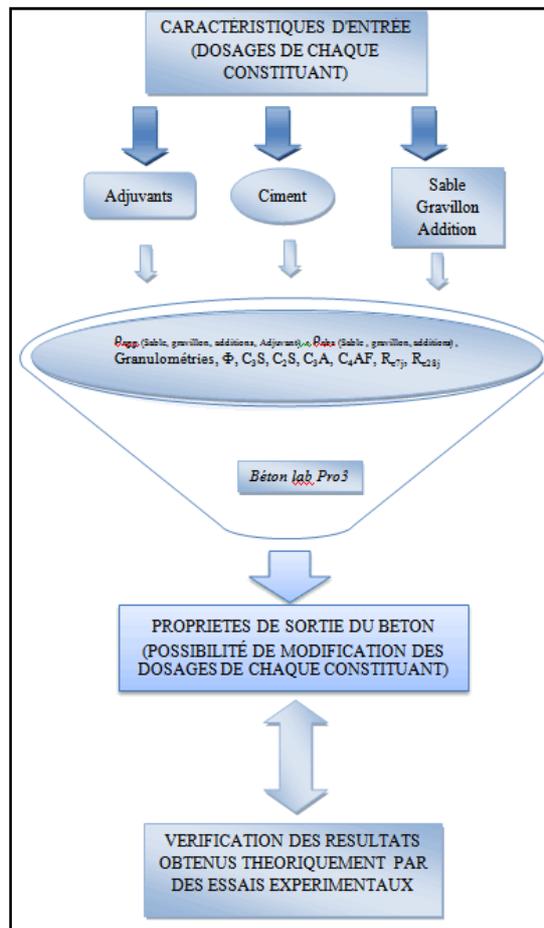


Figure V.6 : Fonctionnement du logiciel Béton Lab Pro 3

V.4 CHOIX DES PARAMETRES D'ETUDE POUR LA COMPARAISON DES RESULTATS NUMERIQUES ET EXPERIMENTAUX :

Afin d'aboutir à des paramètres de sortie (affaissement et résistance mécanique), le logiciel "Béton Lab Pro 3" nécessite des paramètres d'entrée qui seront déterminés avec soin, la précision du logiciel qui se base sur le "MEC" dépend de cela.

Plusieurs paramètres relatifs au logiciel vont être étudiés, afin d'aboutir à une bonne interprétation dans les différences entre les résultats numériques et expérimentaux :

- Nature minéralogique des sables
- La teneur en fines des sables
- La distribution granulaire
- Liaison pâte-granulat

V.4.1 Comparaison des résultats numériques et expérimentaux des bétons avec sables non modifiés :

V.4.1.1 Affaissement :

Les résultats issus du logiciel "Béton Lab Pro 3", ont été comparé aux résultats expérimentaux du chapitre IV, et cela pour les bétons avec sables non modifiés et pour les deux rapports E/C. La comparaison des résultats est donnée dans la figure V.7.

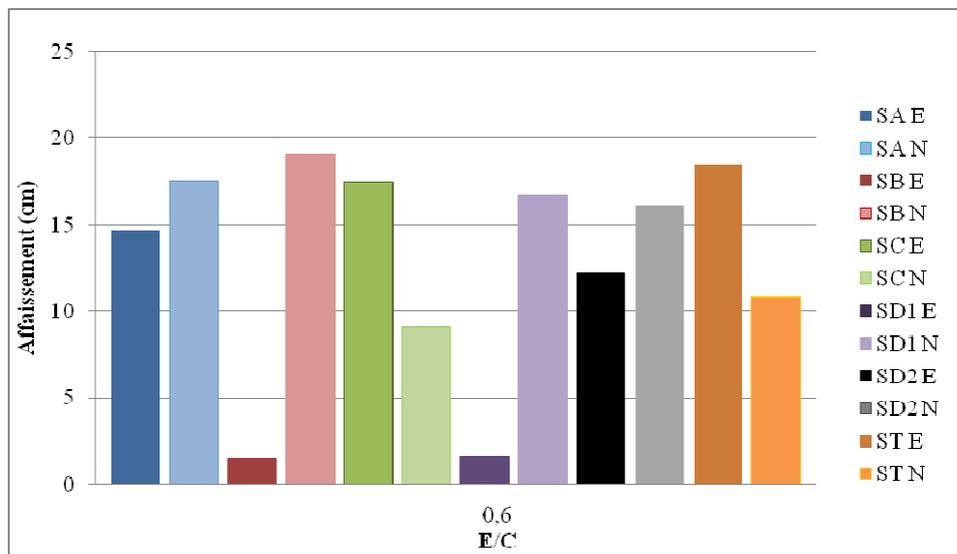


Figure V.7 : Résultats numériques et expérimentaux de l'affaissement pour les sables non modifiés (E/C=0.6)

Les résultats numériques et expérimentaux de l'affaissement des sables non modifiés avec un rapport E/C = 0.5, sont identiques à savoir nuls. Cela, a été encourageant pour l'utilisation du logiciel "Bétons Lab Pro 3" avec d'autres rapports E/C.

La comparaison des résultats numériques et expérimentaux de l'affaissement pour un rapport E/C = 0.6 (Figures V.7), a montré une grande variation dans les résultats et cela, en fonction du type de sable.

En effet, contrairement aux résultats expérimentaux où les plus faibles valeurs d'affaissement étaient observées pour le sable SB, numériquement le sable « SB » a montré la plus grande valeur d'affaissement.

Les sables « SB » (2.8 %) et « SD1 » (10.14%) ont montré la plus grande variation entre les résultats numériques et expérimentaux. Ces résultats, donne lieu à des hypothèses concernant le calibrage du logiciel qui ne se fait pas peut être, en fonction de la teneur en fines et de la nature minéralogique des sables.

V.4.1.2 Résistance à la compression et à la traction :

Les résultats des résistances mécaniques issus du logiciel "Béton Lab Pro 3", ont été comparés aux résultats expérimentaux du chapitre IV, et cela pour les bétons avec sables non modifiés et pour les deux rapports E/C. La comparaison des résultats est donnée dans les figures V.8 à V.11.

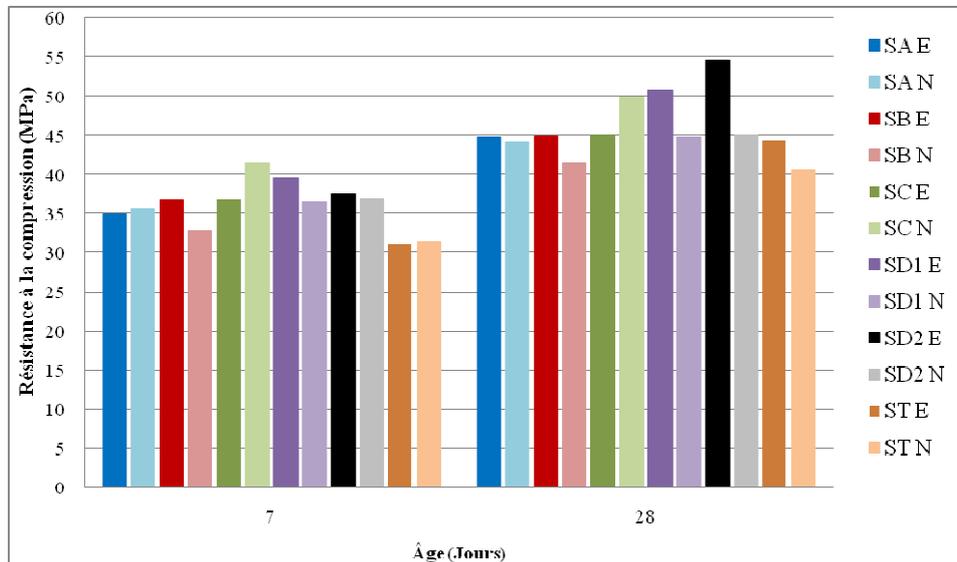


Figure V.8 : Résultats numériques et expérimentaux de la résistance à la compression pour les sables non modifiés (E/C=0.5)

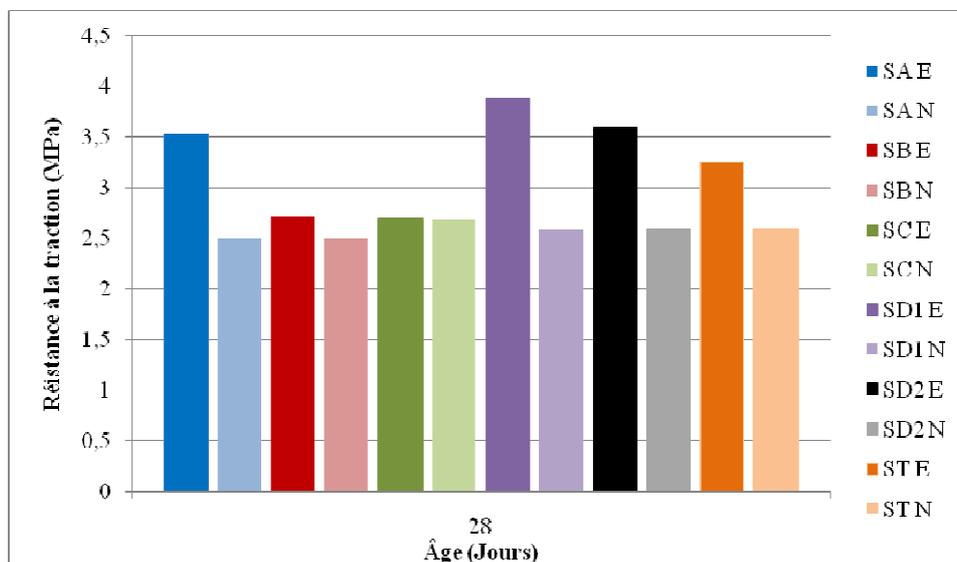


Figure V.9: Résultats numériques et expérimentaux de la résistance à la traction pour les sables non modifiés (E/C=0.5)

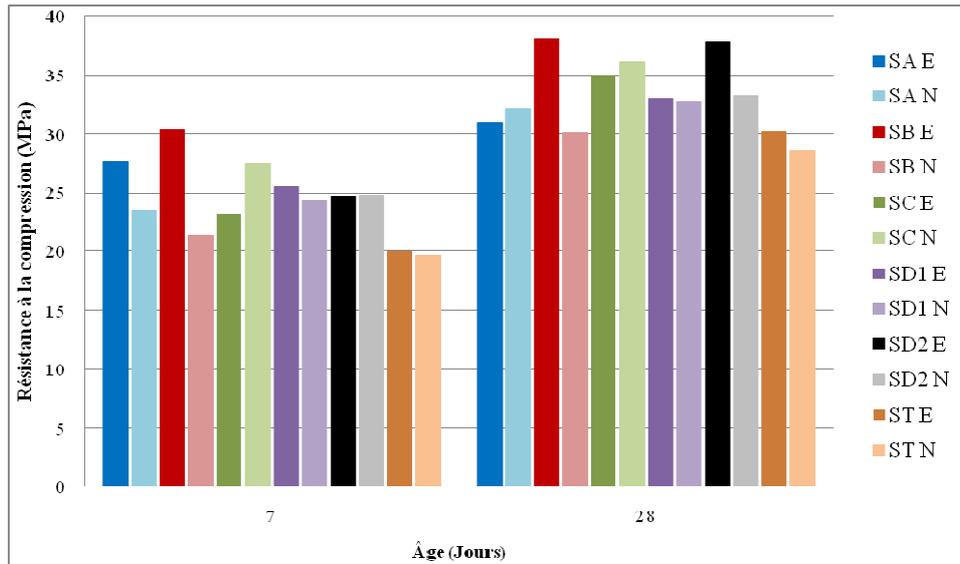


Figure V.10 : Résultats numériques et expérimentaux de la résistance à la compression pour les sables non modifiés ($E/C=0.6$)

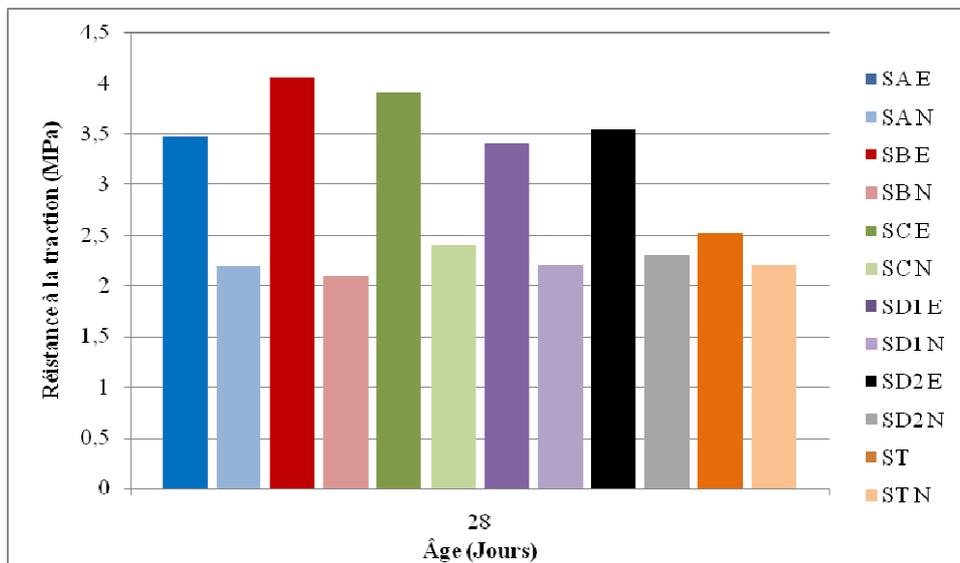


Figure V.11 : Résultats numériques et expérimentaux de la résistance à la traction pour les sables non modifiés ($E/C=0.6$)

V.4.1.2.1 Comparaison des résultats numériques et expérimentaux de la résistance à la compression et à la traction pour les sables non modifiés ($E/C=0.5$)

Les résultats numériques de la résistance à la compression pour un rapport $E/C = 0.5$ montrent un intervalle de différence allant de 3 à 20 % avec les résultats expérimentaux.

Les résistances numériques à la traction des bétons étaient proches des résistances expérimentales avec des différences allant de 0 MPa à 1.5 MPa.

Afin, de valider la fiabilité du logiciel et comparer les résultats, nous avons étudié la résistance à la traction pour un rapport $E/C=0.6$.

V.4.1.2.2 Comparaison des résultats numériques et expérimentaux de la résistance à la compression et à la traction pour les sables non modifiés (E/C=0.6)

Pour un rapport E /C=0.6, une différence de résistances allant de 1 à 20 % entre les résultats numériques et expérimentaux avait été constatée.

La comparaison des résultats expérimentaux et numériques montre qu'ils ne sont pas en accord. En effet, les plus grandes valeurs de résistance numériques sont obtenues pour les sables qui contiennent beaucoup de fines «SC», et s'ensuivent jusqu'au sable qui contient très peu de fines «SB», cela n'était pas le cas pour les résultats expérimentaux.

Ces résultats donnent lieu à des doutes sur la fiabilité du logiciel qui à priori ne prend pas en compte certains paramètres expérimentaux.

V.4.1.2.3 Analyse de la méthode de calcul de la résistance à la traction prévisionnelle numérique :

Les résultats précédents peuvent être expliqués par le fait que le logiciel se base sur le Model d'Empilement Compressible "MEC" qui prévoit seulement la compacité maximale et la nature des granulats "k_t". La valeur de ce dernier peut être donnée par l'équation (Eq.V.7) [49].

$$k_t = \frac{ft_1}{fc_1^{0.57}} \text{ (Eq. V.7)}$$

k_t: Coefficient qui dépend de la nature du granulat, et calibré par les valeurs de (fc₁, ft₁) à la même échéance.

De ce fait, si les essais de compression et de traction par fendage sont effectués avec précision, l'incertitude du modèle est de 0.17 MPa.

D'après les résultats obtenus, le coefficient "k_t" varie d'une carrière à l'autre. On voit d'ores et déjà que la nature minéralogique du granulat est prise en compte dans le logiciel. En effet, les sables «SD1 et SD2» sont de même nature minéralogique et on constate une marge de différence d'environ 1 %, entre leurs résultats numériques.

De ce fait, afin de trouver des réponses rationnelles aux différences de résultats numériques et expérimentaux, il faut se tourner vers d'autres paramètres tels que la liaison pâte-granulat (cohésion dans la zone de transition), ou encore la distribution granulaire, et la teneur en fines, qui ne sont pas considérés dans les relations précédentes.

V.4.1.2.4 Analyse des méthodes de calcul de la résistance à la compression prévisionnelles numériques :

Les relations ci-dessous (Eq.V.8 à V.11), présentent la complexité du calcul de la résistance à la compression prévisionnelle par "Béton Lab Pro 3" [49] .

$$fc(t) = \frac{pfc_m(t)}{qfc_m(t)+1} \text{ (Eq. V.8)}$$

Avec :

$$fc_m(t) = 13.4 \sigma_{c28} [d(t) - 0.0023 \frac{d(7)}{t} \frac{\sum S_{fij}}{c} f_{ij} + (1 + \rho_c \frac{e+a}{c_{eq}})^{-2.85}] EMP^{-0.13} \text{ (Eq. V.9)}$$

EMP et c_{eq} sont donnés par :

$$c_{eq}(t) = c \left[1 + 1.1 \left(1 - \exp \left[\frac{\sum K_{p,i}(t) p z_i}{c} \right] \right) + 0.017 t_{c_3A} \left(1 - \exp \left[-79 \frac{\sum f_{ij}}{t_{c_3A} c} \right] \right) \right] \quad (\text{Eq. V.10})$$

$$\text{EMP} = D_{\text{amx}} \left(\sqrt[3]{\frac{g^*}{g}} - 1 \right) \quad (\text{Eq. V.11})$$

D'autres paramètres interviennent dans le calcul tel que :

σ_{c28} : Classe vraie à 28 jours

ρ_c : Densité du ciment Portland

c : Dosage massique du ciment

t_{c_3A} : Taux de C_3A du ciment

De ce fait, le logiciel prend en compte la contribution des granulats par les paramètres cités précédemment et les paramètres suivants :

p : Distance qui sépare deux grains et leurs adhérences avec la pâte

q : Effet qui décrit l'épuisement à la compression du granulat

V.4.2 Comparaison des résultats numériques et expérimentaux des bétons à base des sables modifiés avec sable d'oued ou du sable de dune :

V.4.2.1 Affaissement :

Les résultats issus du logiciel "Béton Lab Pro 3", ont été comparé aux résultats expérimentaux du chapitre IV, et cela pour les bétons à base des sables modifiés avec sable d'oued et sable de dune et pour les deux rapports E/C. La comparaison des résultats est donnée dans les figures V.12 et V.13.

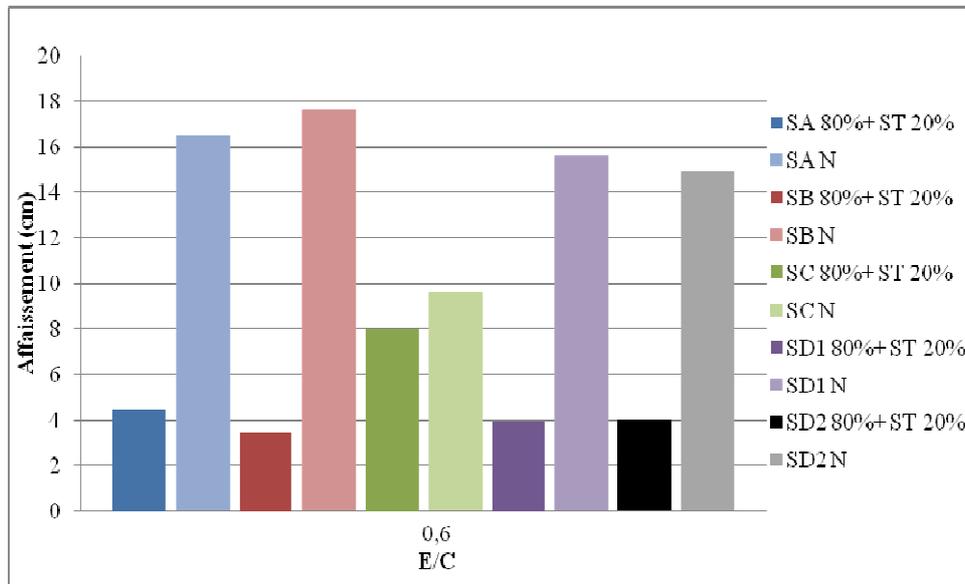


Figure V.12 : Résultats numériques et expérimentaux de l'affaissement pour les sables modifiés avec du sable d'oued (E/C=0.6)

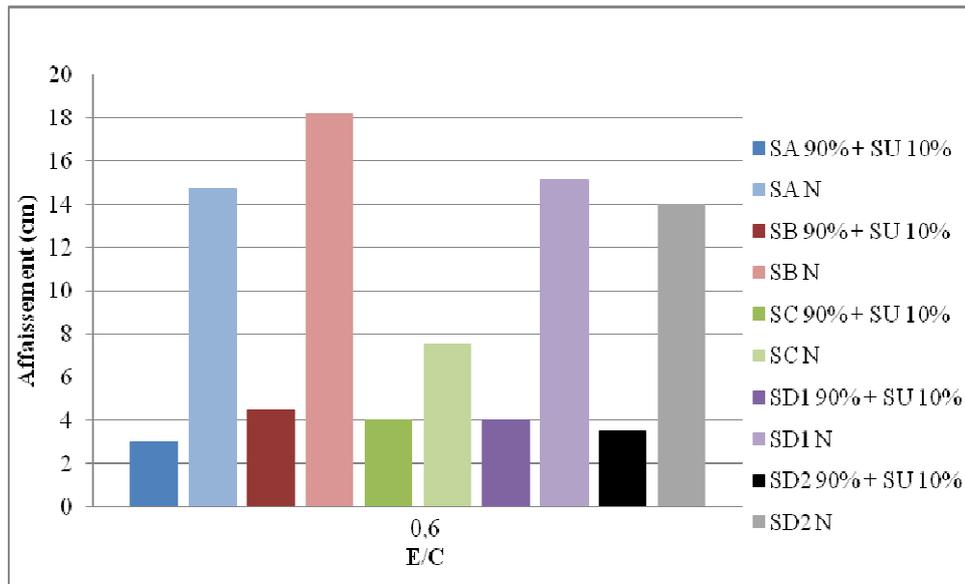


Figure V.13 : Résultats numériques et expérimentaux de l'affaissement pour les sables modifiés avec du sable de dune (E/C=0.6)

Les résultats expérimentaux et numériques de l'affaissement des sables modifiés avec sable d'oued ou du sable de dune pour un rapport E/C = 0.5, ont été trouvés semblables (nul).

La comparaison de l'affaissement expérimental et numérique (Figure V.12) pour un rapport E/C = 0.6 et pour les sables modifiés par du sable d'oued a montré une variation de 17 % pour le sable « SC ».

Pour les sables modifiés avec du sable de dune et un rapport E/C = 0.6 (Figure V.13), les résultats ont montré une variation conséquente (jusqu'à 14 cm de différence) en fonction du type de sable utilisé. Ces résultats s'expliquent par la non-prise en compte de la notion de teneurs en fines et des distributions granulaires par le logiciel.

V.4.2.2 Résistance à la compression:

Les résultats issus du logiciel "Béton Lab Pro 3", ont été comparés aux résultats expérimentaux du chapitre IV, et cela pour les bétons à base des sables modifiés avec sable d'oued et sable de dune et pour les deux rapports E/C. La comparaison des résultats est donnée dans les figures V.14 à V.17.

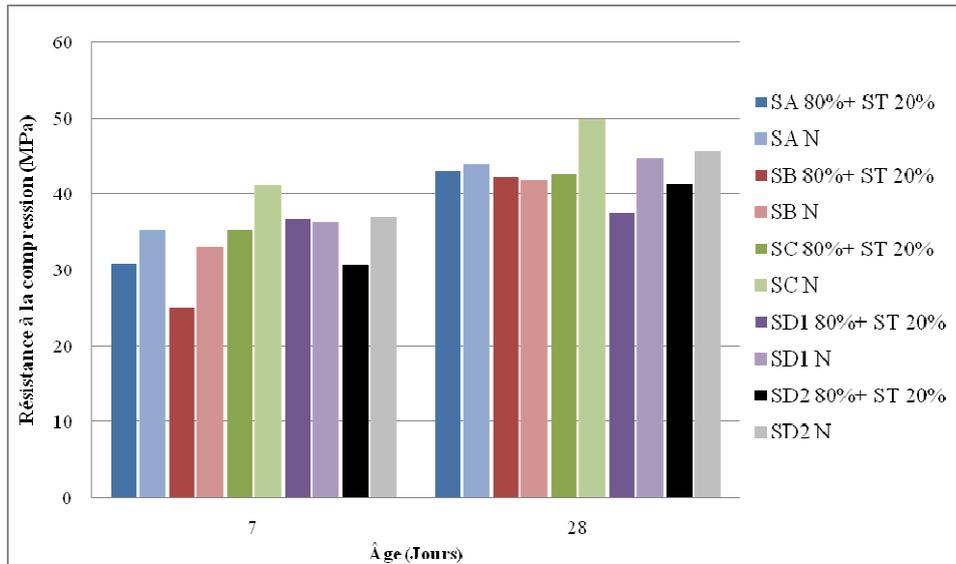


Figure V.14 : Résultats numériques et expérimentaux de la résistance à la compression pour les sables modifiés avec du sable d’oued (E/C=0.5)

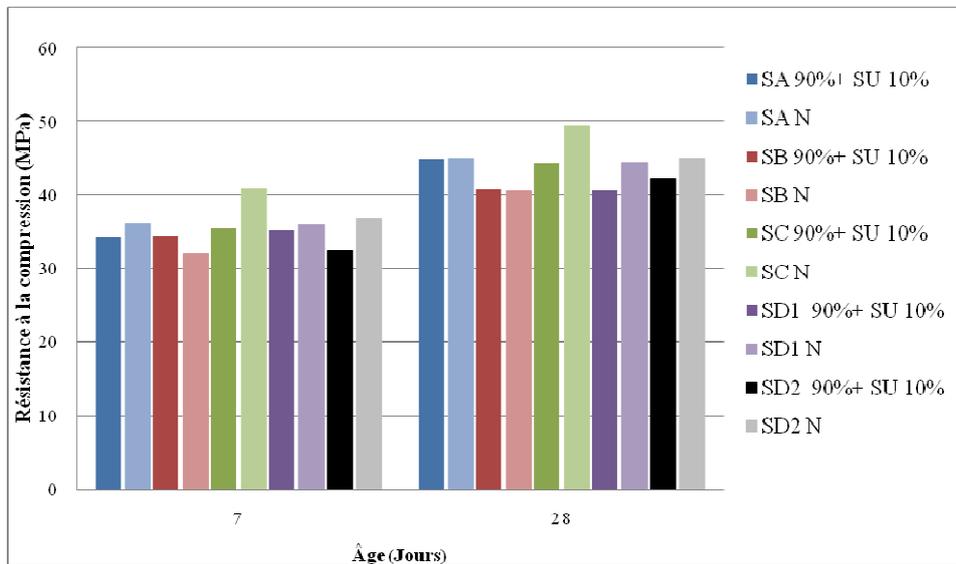


Figure V.15 : Résultats numériques et expérimentaux de la résistance à la compression pour les sables modifiés avec du sable de dune (E/C=0.5)

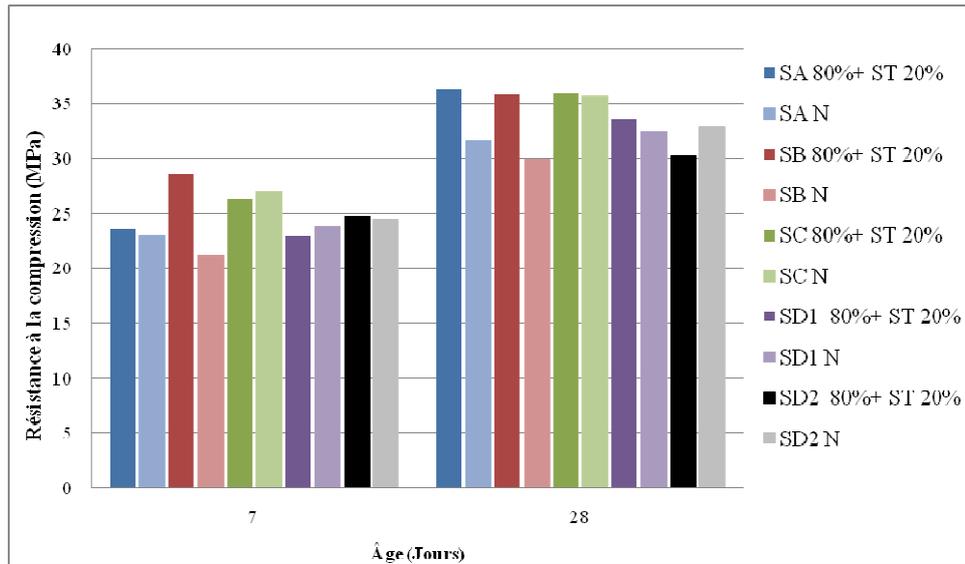


Figure V.16 : Résultats numériques et expérimentaux de la résistance à la compression pour les sables modifiés avec du sable d’oued (E/C=0.6)

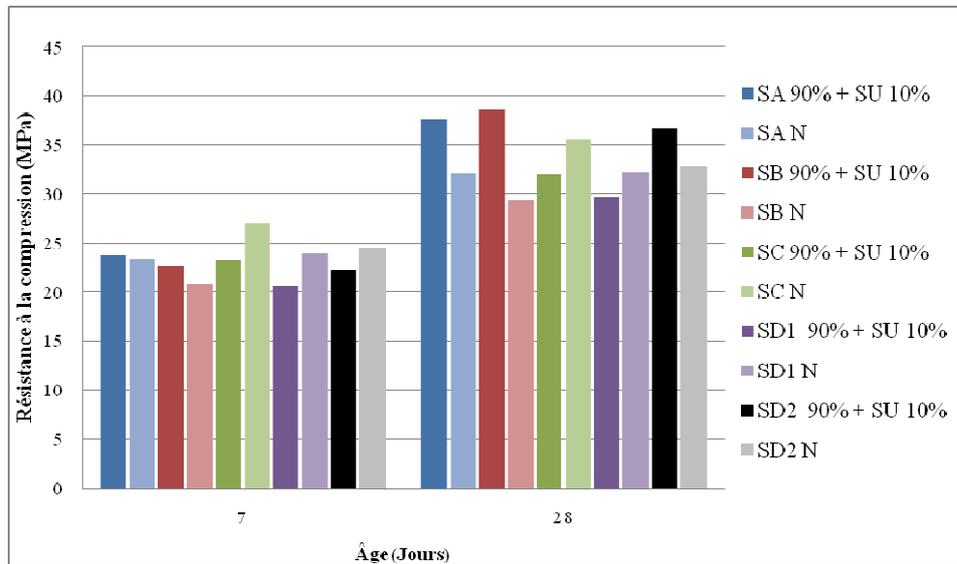


Figure V.17 : Résultats numériques et expérimentaux de la résistance à la compression pour les sables modifiés avec du sable de dune (E/C=0.6)

V.4.2.2.1 Résultats numériques et expérimentaux de la résistance à la compression pour les sables modifiés avec du sable d’oued et du sable de dune (E/C=0.5) :

Pour un rapport E/C =0.5, les résultats numériques sont supérieurs aux résultats expérimentaux avec des différences allant de 1 à 8 MPa (à 28 jours).

Les meilleures valeurs de résistance numérique étaient obtenues pour la combinaison du sable « SC 80 %+ ST 20 % » (Figure V.14), contrairement aux résultats expérimentaux où les meilleures valeurs étaient obtenues pour les combinaisons du sable d’oued « ST » avec les sables qui ont peu de fines à savoir « SA et SB ».

Pour un rapport $E/C = 0.5$, les résultats numériques des combinaisons « 90% SC + 10 % SU ou 90% SD1 +10 % SU », ont donné de meilleurs résultats que les résultats expérimentaux (Figure V.15). Les meilleures valeurs des résistances expérimentales étaient obtenues avec les sables qui ont peu de fines à savoir « SB et SA ». Des différences allant jusqu'à 25 % entre les résultats numériques et expérimentaux ont été constatées pour les sables qui ont une teneur en fines supérieures à 10 %.

Les différences de résultats des résistances à la compression peuvent être expliquées par la non-prise en compte suffisante de la teneur en fines des sables par le logiciel "Béton Lab Pro 3".

V.4.2.2.2 Résultats numériques et expérimentaux de la résistance à la compression pour les sables modifiés avec du sable d'oued et du sable de dune ($E/C=0.6$) :

Pour un $E/C = 0.6$, les résultats sont en parfait accord (à 28 jours), pour la combinaison « SC 80 % +20 % ST », les autres résultats montrent des différences allant de 0.1 à 6 MPa (Figure V.16).

L'utilisation du sable de dune pour un $E/C = 0.6$, a donné lieu à la même constatation que pour un rapport $E/C = 0.5$, à savoir que numériquement les meilleures valeurs de résistance étaient obtenues pour avec les sables qui ont une teneur en fines supérieures à 14% « SC, SD2 ». Tant dit qu'expérimentalement, les meilleures valeurs de résistances étaient obtenues avec les sables qui ont peu de fines « SA, SB ». Un écart de résultats allant de 4 MPa à 9 MPa a été constaté (Figure V.17).

Ces résultats confirment le fait que le logiciel "Béton Lab Pro 3", ne prend pas en compte la notion de teneurs en fines des sables, même avec des sables modifiés, ce qui donne lieu à des différences dans les résultats numériques et expérimentaux.

Enfin, la comparaison des résultats numériques des sables non modifiés et modifiés nous a permis de constater que l'incorporation du sable d'oued ou du sable de dune a changé significativement la courbe granulométrique et par conséquent les résistances à la compression durant la phase expérimentale (différence allant jusqu'à 30%) . Cela n'était pas le cas numériquement, où l'analyse des résultats numériques des sables modifiés et non modifiés a montré des différences maximales inférieures à 3 %.

Donc, cela confirme le fait que le logiciel "Béton Lab Pro 3", ne prend pas en compte suffisamment la notion de courbe granulométrique et distribution granulaire.

V.4.3 Résultats numériques et expérimentaux des bétons modifiés et non modifiés avec additions minérales :

V.4.3.1 Affaissement :

Les résultats ci-dessous montrent les variations de l'affaissement des bétons pour un $E/C=0.6$ avec sables modifiés et non modifiés et avec 10% et 15% de pouzzolane et du laitier en substitution au ciment. La comparaison des résultats est donnée dans les figures V.18 et V.19.

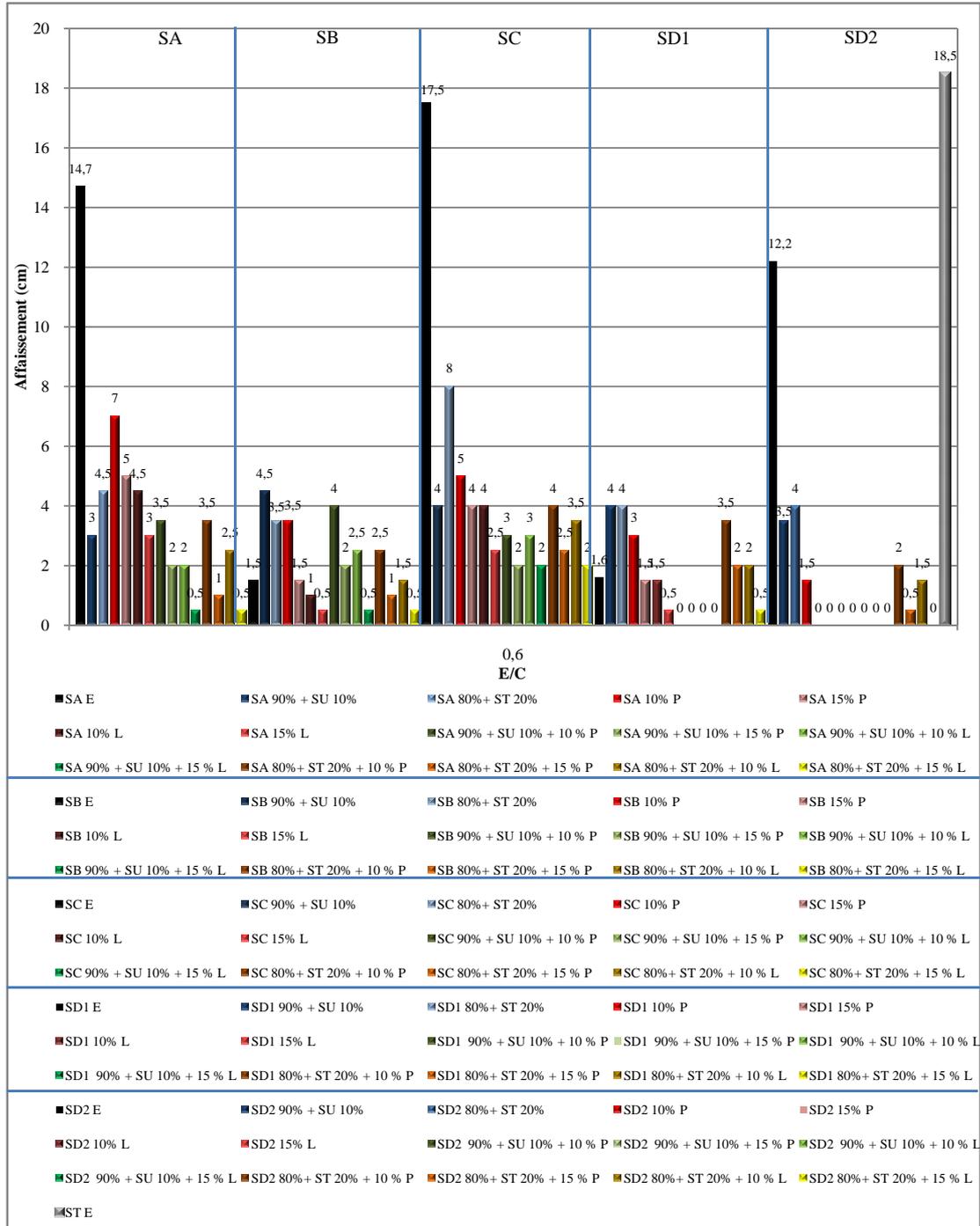


Figure V.18 : Résultats expérimentaux de l'affaissement pour les sables modifiés avec sable d'oued ou du sable de dune et additions minérales (E/C=0.6)

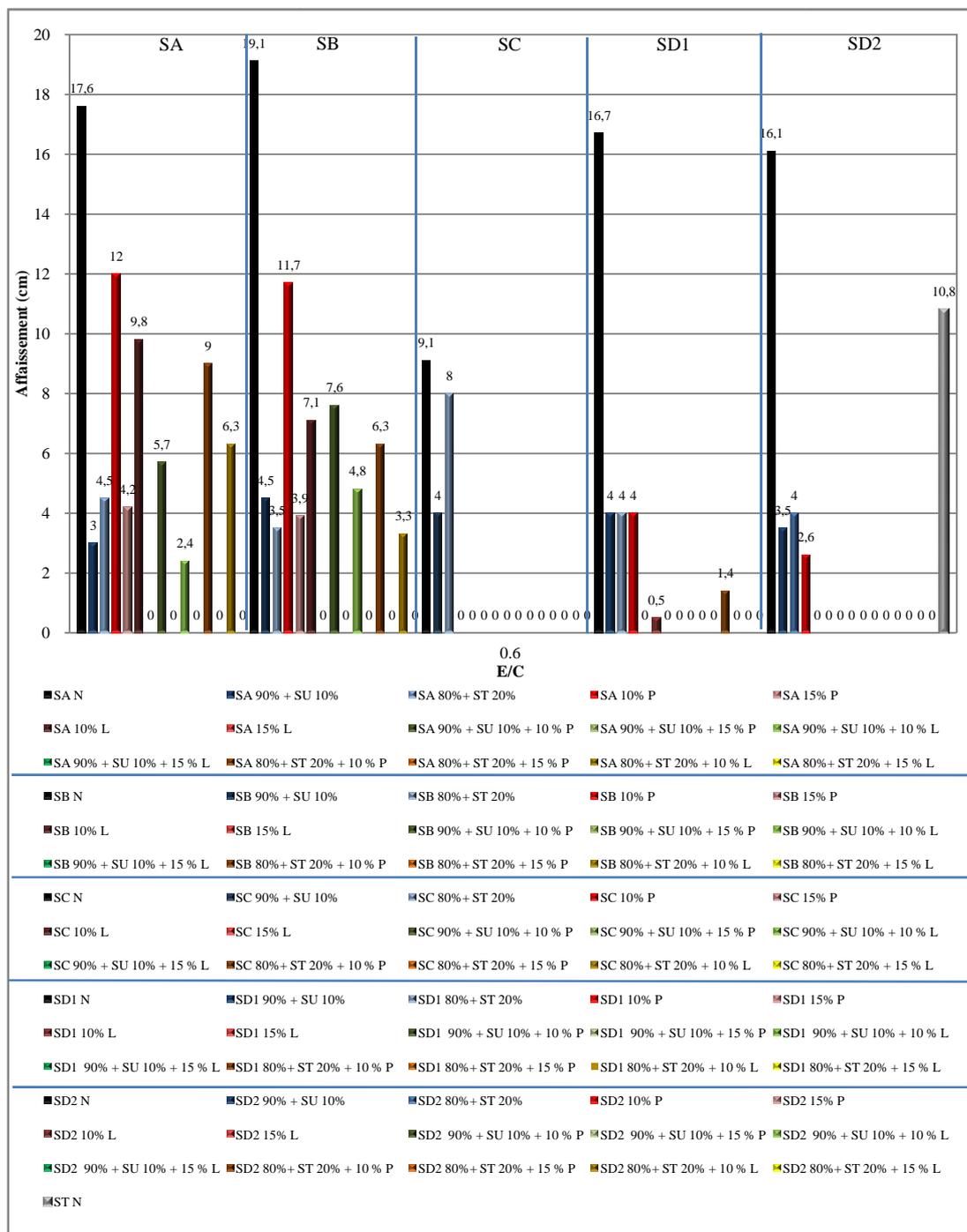


Figure V.19 : Résultats numériques de l'affaissement pour les sables modifiés avec sable d'oued ou du sable de dune et additions minérales (E/C=0.6)

La comparaison des résultats expérimentaux (Figure V.18) et numériques (Figure V.19) de l'affaissement des sables non modifiés et modifiés avec sable d'oued ou du sable de dune, pour un rapport E/C = 0.6 montre que l'insertion du paramètre additions minérales dans le logiciel, réduit l'écart entre les résultats expérimentaux et numériques.

D'après le modèle d'empilement compressible "MEC" sur lequel se base le logiciel "Béton Lab Pro 3" la prise en compte des additions minérales par le logiciel rend la

classe granulaire plus compacte et la représente dans le mélange idéal et de ce fait rapproche les résultats simulés des résultats réels.

Toutefois, la différence entre ces résultats reste conséquente et ne permet pas de prendre ces résultats comme référence directement sans passer par une phase expérimentale. Afin de minimiser les erreurs de prédiction et réduire l'écart entre les résultats expérimentaux et numériques, une approche mathématique va être utilisée (régression linéaire). Cette régression linéaire va permettre d'avoir une relation entre les valeurs expérimentales et les valeurs numériques.

V.4.3.2 Résistance à la compression :

Les résultats ci-dessous montrent les variations de la résistance à la compression des bétons pour un $E/C=0.6$ avec sables modifiés et non modifiés et avec 10 % et 15 % de pouzzolane et du laitier en substitution au ciment. La comparaison des résultats est donnée dans les figures V.20 à V.24.

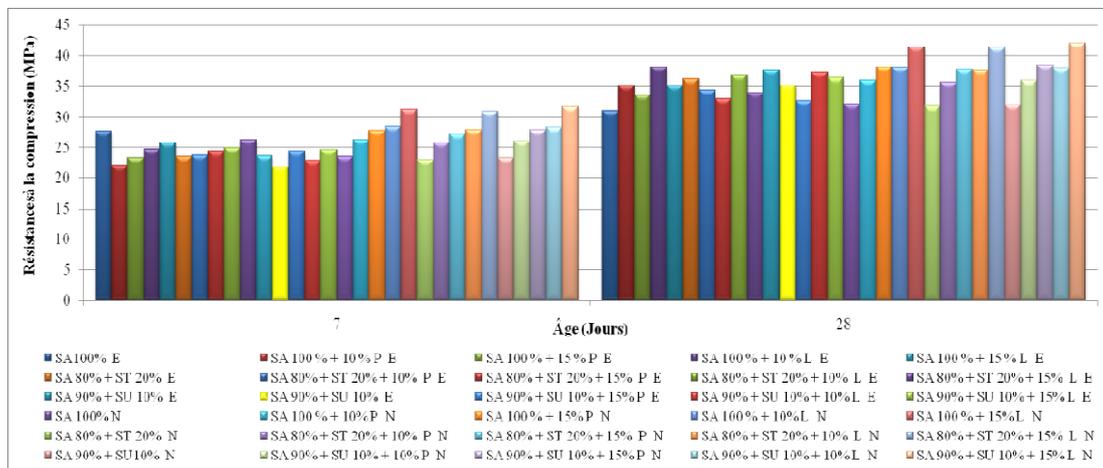


Figure V.20 : Résultats numériques et expérimentaux du sable SA pour les sables modifiés avec sable d'oued ou du sable de dune et additions minérales ($E/C=0.6$)

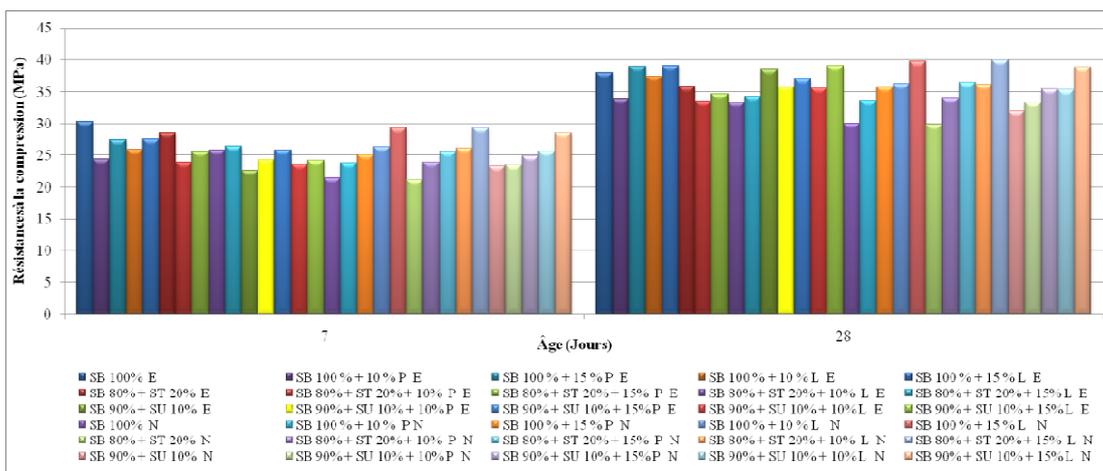


Figure V.21 : Résultats numériques et expérimentaux du sable SB pour les sables modifiés avec sable d'oued ou du sable de dune et additions minérales ($E/C=0.6$)

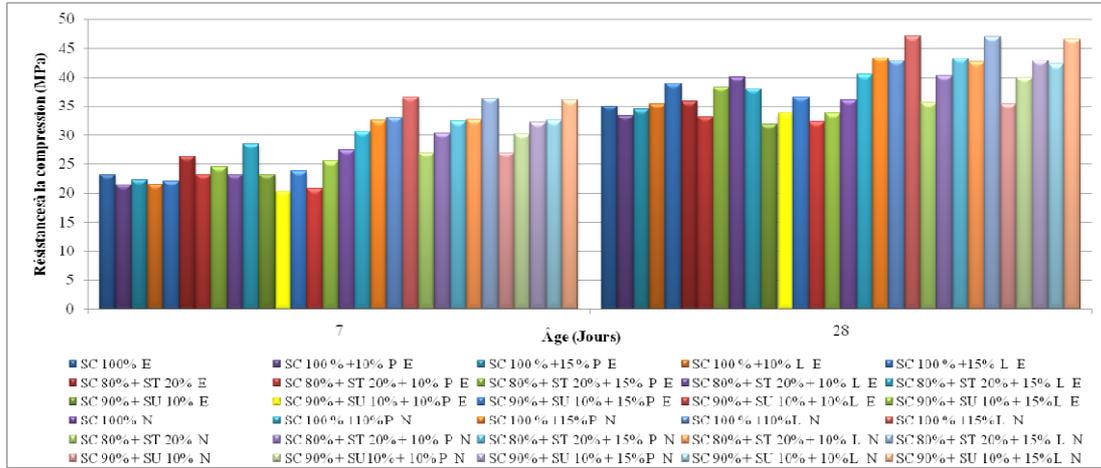


Figure V.22 : Résultats numériques et expérimentaux du sable SC pour les sables modifiés avec sable d’oued ou du sable de dune et additions minérales (E/C=0.6)

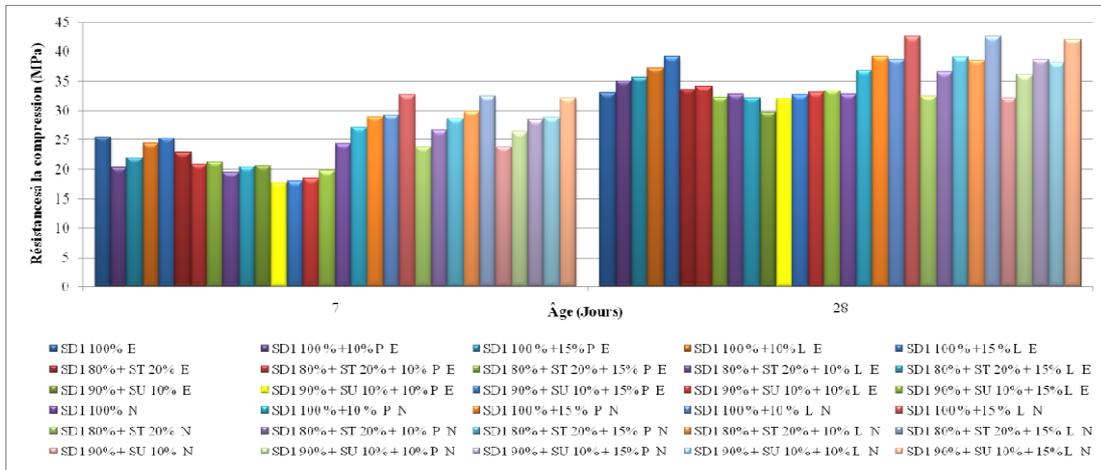


Figure V.23 : Résultats numériques et expérimentaux du sable SD1 pour les sables modifiés avec sable d’oued ou du sable de dune et additions minérales (E/C=0.6)

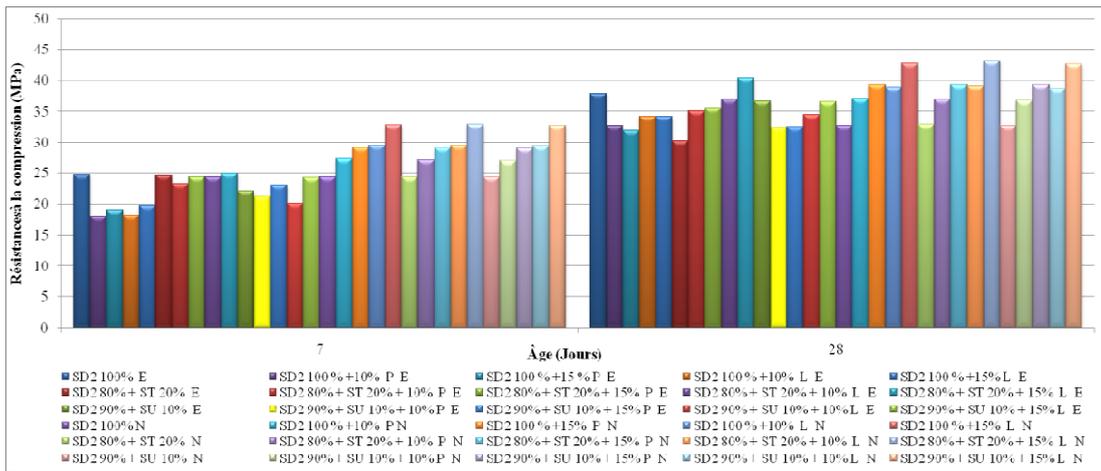


Figure V.24 : Résultats numériques et expérimentaux du sable SD2 pour les sables modifiés avec sable d’oued ou du sable de dune et additions minérales (E/C=0.6)

La comparaison des résultats expérimentaux et numériques (Figure V.20 à V.24) fournis par le logiciel de formulation "Béton Lab Pro 3" à 7 et 28 jours montre une différence dans les résultats.

En effet, cette variation dans les résultats va 0.1 à 7.5 MPa pour le sable « SA », de 0.2 à 8 MPa pour le sable « SB » et de 0.1 à 12 MPa pour le sable « SC ». Les sables « SD1 » subissent une variation allant de 1 à 10 MPa, tandis que les sables « SD2 » de 0.75 à 8 MPa.

De ce fait, les variations les plus conséquentes et les moins conséquentes étaient toujours constatées pour le sable « SC » modifié avec sable d'oued ou du sable de dune et avec addition.

Ces résultats confirment le fait que logiciel "Béton Lab Pro 3" néglige des paramètres tels que :

- Le coefficient de forme des particules
- Les teneurs en fines des sables

En réalité dans le cas du sable «SC» il y a eu un excès de fines dans le mélange suite à l'incorporation de sable de dune et des additions minérales ce qui engendre expérimentalement une baisse de la résistance mécanique. Cela n'était pas le cas dans le logiciel de simulation de formulation "Béton Lab Pro 3" qui a attribué les meilleures résistances à ce mélange.

De ce fait, la différence entre ces résultats reste conséquente et ne permet pas de se baser directement sur ces résultats sans le passage par une phase expérimentale. Afin de réduire les erreurs de prédiction et minimiser l'écart entre les résultats expérimentaux et numériques, une régression linéaire va être mise en place afin d'avoir une relation entre les valeurs expérimentales et les valeurs numériques.

V.4.4 Elaboration d'une régression linéaire entre les résultats numériques et expérimentaux des bétons avec sable modifiés et non modifiés et avec additions minérales :

V.4.4.1 Régression linéaire pour l'affaissement :

La figure V.25, donne la régression linéaire de l'affaissement du béton pour tous les mélanges. En effet, la régression linéaire est une approche pour la modélisation de la relation entre les variables "Y" (valeurs expérimentales) et les variables "X" (valeurs numériques). Elle consiste à trouver une ligne droite du meilleur ajustement par les points (ligne de régression) pour minimiser les erreurs de prédiction et à la détermination de la qualité d'une régression linéaire par le coefficient de détermination "R²". Nous examinons s'il existe une relation entre les valeurs expérimentales et numériques de l'affaissement du béton pour toutes les variétés de sables.

Nous trouvons une relation linéaire entre les résultats expérimentaux et numériques (Eq. V.12) et avec ($R^2 = 0.285$, régression ordinaire) :

$$E = 0.263 N + 1.578 \text{ (Eq. V.12)}$$

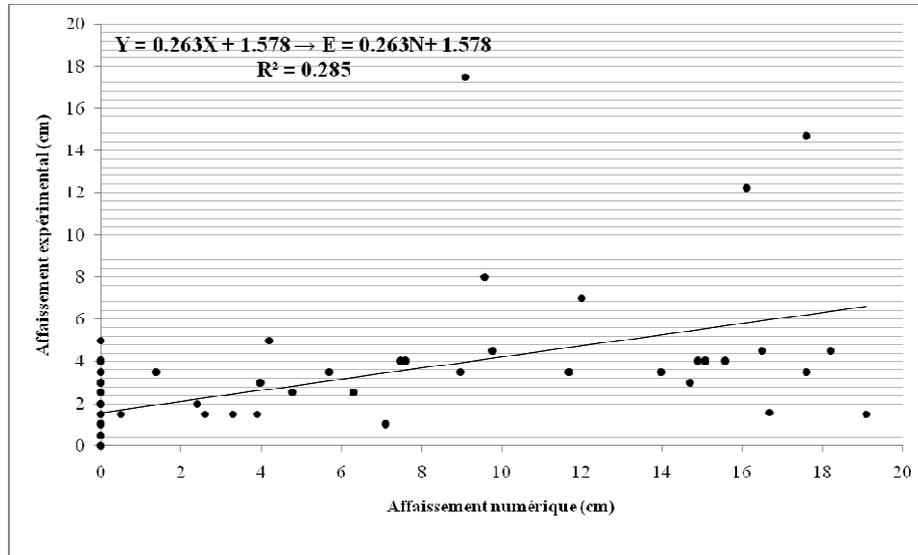


Figure V. 25 : Régression linéaire de l'affaissement de tous les sables de carrière modifiés et non modifiés et avec additions minérales

V.4.4.2 Régression linéaire pour la résistance à la compression :

La figue V.26 donne une approche pour la modélisation de la relation entre les variables "Y" (valeurs expérimentales de résistance à la compression) et les variables "X" (valeurs numériques des résistances à la compression) par l'utilisation de la régression linéaire. La relation, que nous avons trouvée (Eq. V.13) est plus précise que celle trouvée dans le cas de l'affaissement du béton, car le coefficient de détermination de la qualité est largement inférieur ($R^2 = 0.036$).

La relation linéaire entre les résultats expérimentaux et numériques des résistances à la compression est donnée par l'équation (Eq.V.13).

$$E = 0.115 N + 30.67 \text{ (Eq. V.13)}$$

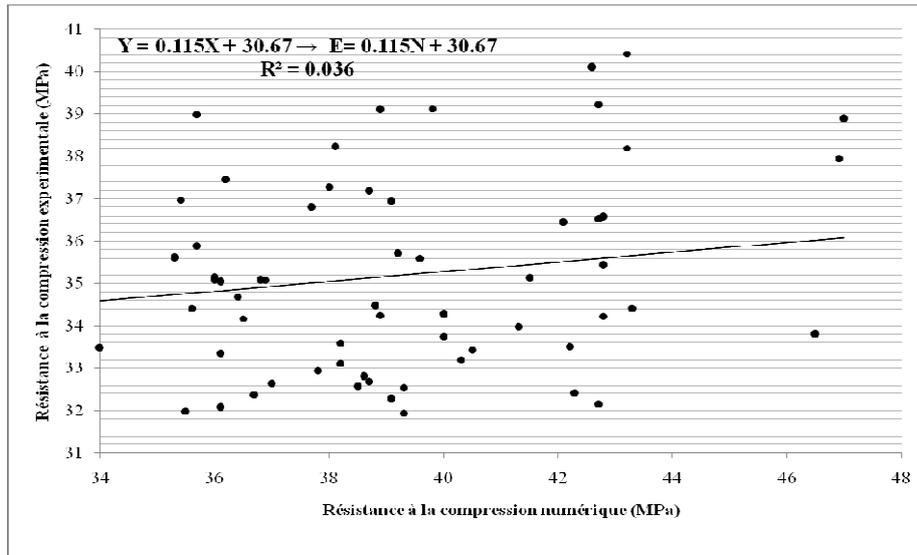


Figure V. 26 : Régression linéaire de la résistance à la compression de tous les sables de carrière modifiés et non modifiés et avec additions minérales

V.5 CONCLUSION :

Les travaux entrepris dans ce chapitre se sont intéressés à la comparaison des résultats expérimentaux et numériques de l'affaissement, de la résistance à la compression et à la traction des bétons non modifiés et modifiés avec sable d'oued et sable de dune et additions minérales.

"Béton Lab Pro 3" est un logiciel de formulation et de prédiction des comportements qui fait intervenir des notions (compacité, indice de serrage) qui nous permettront la prédiction des différentes propriétés des bétons.

Toutefois, le modèle sur lequel se base le logiciel a été calibré expérimentalement sur des bétons ayant une structure granulaire optimisée et dont les sables ne contenaient pas une teneur en fines supérieure à 15 %.

En effet, l'analyse de tous les résultats nous a permis d'aboutir au fait que :

- Le logiciel "Béton Lab Pro 3", ne prend pas en compte la distribution granulaire au niveau des tamis supérieurs, il favorise la notion de courbe granulométrique au niveau des tamis inférieurs à 0.16 mm.
- Le logiciel ne prend pas en compte le coefficient de forme et la notion de teneurs en fines des sables, car les résultats numériques favorisent les sables qui ont une teneur en fines comprise dans l'intervalle 7 % à 14 %. Ce qui donne lieu à des différences entre les résultats numériques et expérimentaux hors cet intervalle.
- Le logiciel prend en compte la nature minéralogique des granulats par le paramètre " k_t " et la liaison pâte granulat par les paramètres (p, q).

De ce fait, le logiciel "Béton Lab pro 3" ne prend pas en compte tous les paramètres afin d'avoir une prévision minutieuse des résultats. Cependant, il reste un outil de validation plus au moins fiable, pour les formulations qui ont une structure

optimisée et ne contenant pas de défauts majeurs au niveau des sables (distribution granulaire, teneur enfin).

Enfin, le travail numérique (simulation) nous a permis d'apprendre à élaborer une régression linéaire, dont l'utilité est bien prouvée afin de réduire les erreurs de prédiction du logiciel de formulation et d'avoir des relations concrètes entre les résultats numériques et expérimentaux.

CONCLUSION GENERALE

Matériau indispensable dans le domaine de la construction, le sable est considéré par certains comme étant inépuisable. L'exploitation intensive de certains gisements a déclenché un véritable déséquilibre de l'écosystème et les conséquences de cette surexploitation apparaissent au grand jour. D'autre part, des grandes quantités de sables sont extraites, mais ne sont pas utilisées et sont considérées comme inadéquates aux besoins des chantiers.

Par le biais d'un travail de recherche méticuleux, nous avons débuté ce mémoire, par la description des composants et des matériaux cimentaires. Les concepts utilisés tout au long du mémoire ont été explicités. D'autre part, une synthèse bibliographique détaillée sur l'utilisation des sables de carrière, et leurs effets sur le comportement à l'état frais et durci des bétons a été passée en revue.

L'analyse des résultats relevés dans la littérature a montré des disparités dans le comportement des bétons à base de sable de carrière.

C'est dans ce cadre que s'est insérée cette thèse par la contribution à trouver des solutions concrètes aux problèmes des particules fines dans les sables de carrière. Cinq campagnes d'essais expérimentaux ont été effectuées en vue de conforter ou compléter l'étude bibliographique.

Dans la première campagne, on a confectionné des bétons de référence avec 5 types de sable de carrière non modifiés (état naturel) et un sable d'oued considéré comme témoin. Le but de cette campagne est l'étude de l'impact des particules fines des sables de carrière sur les performances et le comportement à l'état frais et durci des bétons ayant différents rapports E/C.

Il se dégage de cette première campagne d'essais que le comportement à l'état frais et durci des bétons de référence est influencé par le type de sable de carrière. D'autre part, il y a une possibilité d'utiliser les sables de carrière même avec un taux de fines élevé vu leurs bonnes performances (maniabilité, résistance). Il faut noter aussi, que dans notre cas même si l'optimum du pourcentage des fines est atteint, cela n'a pas été un maximum nuisant, car nous avons constaté une meilleure évolution de la résistance pour les sables qui contenaient plus de fines, contrairement aux sables qui contenaient peu de particules fines où l'évolution n'était pas régulière.

Cela a été attribué aux différences de forme des particules et aux différences dans les distributions granulaires des sables où l'étalement des grains est indispensable. La confirmation a été faite par les deux sables (SD1, SD2) qui avait avec une teneur en fines quasi semblable, mais avec une distribution granulaire différente est dans le comportement des bétons était totalement différent.

La deuxième et troisième campagne d'études concerne l'influence de la modification des sables de carrière par 20 % de sable d'oued ou 10 % de sable de dune.

Les résultats ont montré que d'une manière générale, les bétons à base de sable de carrière qui ont peu de particules fines ont de meilleures performances que les bétons de référence si le sable de dune est utilisé en remplacement de sable concassé pour remplir les vides granulaires.

D'autre part, les bétons avec un taux élevé de particules fines peuvent avoir de meilleures performances que le béton de référence si le sable de rivière est utilisé comme un remplacement de sable concassé pour réduire leur pourcentage en fines.

La quatrième campagne d'essais concerne l'incorporation des additions (laitier et pouzzolane) dans les bétons de références et dans les mélanges de sable combiné avec sable d'oued ou sable de dune. Compte tenu du grand nombre de paramètres retenus, les bétons ont été confectionnés avec un rapport E/C = 0.6 (constant).

Les résultats ont montré que les additions minérales contribuaient à améliorer le comportement mécanique des bétons à base de sable modifiés (sable d'oued ou sable de dune).

D'autre part, on a démontré que les bétons avec un taux élevé de particules fines subissaient une augmentation de la demande en eau suite à l'utilisation de pouzzolane. De plus, la pouzzolane a un effet plus prononcé sur les résistances à la compression dans le long terme contrairement au laitier.

La cinquième campagne d'essais concernait l'étude de la durabilité et déformabilité des 5 sables de carrière non modifiés et modifiés avec du sable d'oued ou avec du sable de dune. Il se dégage de l'étude :

- Une baisse des résistances à la compression des bétons à base de sable de carrière modifiés et non modifiés soumis aux cycles gel-dégel. Cela était attribué à des éclatements provoqués par un gonflement de l'eau interne. D'autre part, les bétons faiblement poreux réduisent la perméabilité à l'eau et aux éléments agressifs. Ce qui en fait des bétons plus durables.
- L'analyse des résultats du retrait et gonflement montrent que les variations dimensionnelles sont plus importantes après la modification de la distribution granulaire (utilisation du sable d'oued et sable de dune). Les bétons avec un pourcentage de fines optimales et des granulométries adéquates, présentent des valeurs réduites de retrait et gonflement. De ce fait, on peut dire que l'évolution du gonflement et du retrait est liée à la teneur en fines des sables d'une part et à la répartition de la distribution granulaire d'une autre part.
- L'analyse des résultats de l'évolution des déformations élasto-instantanées longitudinales et transversales et déformations relatives totales ainsi que du module de déformabilité et du module d'élasticité nous a permis de constater que les bétons à base de sable concassé avec peu de fine présente des déformations supérieures ainsi qu'un module de déformabilité relativement élevé par rapport aux autres types de béton. De ce fait, on peut dire que

l'évolution de la déformation dans les bétons est liée aux types de sable utilisé et à ces caractéristiques (teneur en fines, distribution granululaire).

Enfin, à l'issue de cette étude, nous avons tenté de faire une étude comparative entre les résultats expérimentaux (campagne 1,2 et 3) et les résultats numériques obtenus par le logiciel "Béton Lab Pro 3". Les résultats n'étaient pas en parfait accord, car le logiciel ne comprenait pas plusieurs paramètres, tels que le taux de particules fines et le coefficient de forme. Par conséquent, une régression linéaire a été mise au point afin de rapprocher les résultats numériques des résultats expérimentaux.

Finalement, on peut conclure que l'utilisation de sables de carrière avec un taux élevé de fines reste possible et que les sables avec une teneur en fines réduite ne donnaient pas toujours les meilleures performances. Ceci présente un intérêt évident pour l'Algérie tant sur le plan économique et l'exploitation des ressources naturelles que sur celui de la préservation de l'environnement. Il est à noter que tous les résultats ont été obtenus dans des conditions idéales de laboratoire en utilisant des matériaux et des essais normalisés.

Au terme de cette thèse, nous suggérerons les voies qui nous semblent possibles, pour le développement futur :

Comment l'hydratation évolue-t-elle- en présence des différentes particules fines ? Le microscope électronique à balayage constitue un outil de choix permettant de confirmer et d'aboutir à des interprétations plus minutieuses.

❖ Étude d'autres paramètres d'influence :

- Quantification des efficacités et du rôle des adjuvants dans différents bétons à base de sable de carrière

- Études de l'influence des particules fines sur le comportement à haute température des bétons à base de sable de carrière

- L'étude du comportement des bétons soumis à une charge constante (fluage)

- Une évaluation micro-structurale de la durabilité

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] **SADHOUARI, F., GOUFI, N., & GUEZZOULI, A.** Valorisation de l'utilisation des sables concassés par analyse des propriétés des mortiers et des bétons. SBEIDCO–1st. In: International conference on sustainable built environment infrastructures in developing countries, ENSET Oran (Algeria). 2009. p. 247-54.
- [2] **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.
- [3] **KERBOUCHE, A.** Influence des ajouts minéraux sur les résistances mécaniques et la durabilité des mortiers, Thèse de magister, 2008, l'ENSET d'Oran.
- [4] **VIMANE PHOUMMAVONG, M.** Cours en béton armé-Essais de laboratoire, page. 1 à 146.
- [5] **GOVIN, A.** Aspects physico-chimiques de l'interaction bois-ciment. Modification de l'hydratation du ciment par le bois, 2004, Thèse de doctorat. Ecole Nationale Supérieure des Mines de Saint-Etienne.
- [6] **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.
- [7] **WANG, B., FAURE, P., THIÉRY, M., & BAROGHEL-BOUNY, V.** 1H NMR relaxometry as an indicator of setting and water depletion during cement hydration. *Cement and Concrete Research*, 2013, vol. 45, p. 1-14.
- [8] **NEVILLE, A. M., & BROOKS, J. J.** *Concrete technology*. Harlow : Longman Scientific & Technical, 1987.
- [9] **SCRIVENER, K.L., & NONAT, A.** Hydration of cementitious materials, present and future. *Cement and concrete research*, 2011, vol. 41, no 7, p. 651-665.
- [10] **GARRAULT-GAUFFINET, S. & NONAT, A.** Experimental investigation of calcium silicate hydrate (CSH) nucleation. *Journal of crystal growth*, 1999, vol. 200, no 3, p. 565-574.
- [11] **NICOLEAU, L., NONAT, A., & PERREY, D.** The di-and tricalcium silicate dissolutions. *Cement and Concrete Research*, 2013, vol. 47, p. 14-30.
- [12] **QUENNOZ, A., & SCRIVENER, K. L.** Interactions between alite and C 3 A-gypsum hydrations in model cements. *Cement and Concrete Research*, 2013, vol. 44, p. 46-54.
- [13] **LE SAOÛT, G., LOTHENBACH, B., HORI, A., HIGUCHI, T., & WINNEFELD, F.** Hydration of Portland cement with additions of calcium sulfoaluminates. *Cement and Concrete Research*, 2013, vol. 43, p. 81-94.

- [14] **DESCANTES, Y., GUEDON, J.S., AUSSÉDAT, G., DUPONT, P.**, Granulats. Origines et caractéristiques, Ed. Techniques Ingénieur, 2007, p. 2-13.
- [15] **COLLECTION TECHNIQUE CIMBÉTON**. Les constituants des bétons et des mortiers. Tome 1. Centre d'information sur le ciment et ses applications (France). CIMbéton, 2005, p.32-49.
- [16] **DESCANTES, Y., GUEDON, J.S., AUSSÉDAT, G., DUPONT, P.**, Les granulats courants pour béton, Ed. Techniques Ingénieur, 2007, p. 1-21.
- [17] **BALAPGOL, B., KULKARNI, S.A., & BAJORIA, K.M.** Strength and durability of concrete with Crushed sand. In: 27th Conference on our world in concrete & structures. 2002. p. 179-189.
- [18] **MARTEAUD, T.** Evaluation environnementale de la production de granulats naturels en exploitation de carrière: indicateurs, modèles et outils, Thèse de doctorat de l'université D'ORLÉANS, spécialité: sciences de l'univers, 2008.
- [19] **COLLECTION TECHNIQUE CIMBÉTON**. Les bétons : formulation, fabrication et mise en œuvre. Tome 2. Centre d'information sur le ciment et ses applications (France). CIMbéton, 2005, p.36-94.
- [20] **RAPPORT PN-RECYBÉTON, (RECYCLAGE COMPLET DES BÉTONS)**, IREX : Institut pour la recherche et l'expérimentation en génie civil, 45 p, 2011.
- [21] **MITCHELL, C.** Quarry fines and waste. 2009. p.1-8.
- [22] **NORMAN, S.H.** Sand solutions replacing natural sand in concrete, Nordberg AC-series Air Classifiers, Metso Minerals, 2008, p, 17-20.
- [23] **LAROUSSE**, Encyclopédie, (En ligne).
- [24] **CARDE, C.** rapport sur la pathologie- Le béton et l'eau, LERM : Laboratoire d'études et de recherches sur les matériaux, 2006, p, 1-2.
- [25] **BEYGI, M. H., KAZEMI, M. T., NIKBIN, I. M., & AMIRI, J. V.** The effect of water to cement ratio on fracture parameters and brittleness of self-compacting concrete. Materials & Design, 2013, vol. 50, p. 267-276.
- [26] **HACENE BOUKLI, SMA., GHOMARI, F., SCHOEFS, F., KHELIDJ, A.** Etude expérimentale et statistique de l'influence de l'affaissement et de l'air occlus sur la résistance à la compression des bétons. Journal Scientifique Libanais, 2009, vol. 10, no 2, p. 81-100.
- [27] **GAGNÉ, R., BLANCHARD, S.** Influence de l'eau recyclée traitée sur les propriétés des bétons. Recueil de la septième édition des Journées scientifiques du Regroupement francophone pour la recherche et la formation sur le béton, Toulouse, France, 2006, p.1-15.
- [28] **HOUTI, F.B. et BELHACHEMI, B.** Etude expérimentale de l'agressivité de l'eau de mer sur les mortiers en ciment. 2012, p. 1-9.

- [29] **CHATVEERA, B., LERTWATTANARUK, P., & MAKUL, N.** Effect of sludge water from ready-mixed concrete plant on properties and durability of concrete. *Cement and Concrete Composites*, 2006, vol. 28, no 5, p. 441-450.
- [30] **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.
- [31] **EMOTO, T., BIER, T. A.** Rheological behavior as influenced by plasticizers and hydration kinetics. *Cement and concrete research*, 2007, vol. 37, no 5, p. 647-654.
- [32] **MAEDER, U., HOUST, Y F., WIDMER, J., FLATT, R J., and al.** New superplasticizers: From research to application. In : *Modern Concrete Materials: Binders, Additions and Admixtures: Proceedings of the International Conference Held at the University of Dundee, Scotland, UK on 8-10 September 1999*. Thomas Telford, 1999. p. 445.
- [33] **SIMARD, M.A., NKINAMUBANZI, P.C., JOLICOEUR, C., and al.** Calorimetry, rheology and compressive strength of superplasticized cement pastes. *Cement and Concrete Research*, 1993, vol. 23, no 4, p. 939-950.
- [34] **ESTEVEES, L. P., CACHIM, P. B., & FERREIRA, V. M.** Effect of fine aggregate on the rheology properties of high performance cement-silica systems. *Construction and Building Materials*, 2010, vol. 24, no 5, p. 640-649.
- [35] **GOŁASZEWSKI, J., & SZWABOWSKI, J. JANUSZ.** Influence of superplasticizers on rheological behaviour of fresh cement mortars. *Cement and Concrete Research*, 2004, vol. 34, no 2, p. 235-248.
- [36] **BADREDDINE-BESSA, A.** Etude de la contribution des additions minérales aux propriétés physiques, mécaniques et de durabilité des mortiers. 2004, Thèse de doctorat, Université de Cergy-Pontoise.
- [37] **BENACHOUR, Y.** Analyse de l'influence de l'ajout de taux élevé de fillers calcaires sur les propriétés physiques mécaniques microstructurales de transfert et de durabilité des mortiers, 2009, Thèse de doctorat. Université Mentouri Constantine.
- [38] **CYR, M., LAWRENCE, P., & RINGOT, E.** Efficiency of mineral admixtures in mortars: quantification of the physical and chemical effects of fine admixtures in relation with compressive strength. *Cement and concrete research*, 2006, vol. 36, no 2, p. 264-277.
- [39] **LAWRENCE, P., CYR, M., & RINGOT, E.** Mineral admixtures in mortars effect of type, amount and fineness of fine constituents on compressive strength. *Cement and concrete research*, 2005, vol. 35, no 6, p. 1092-1105.
- [40] **LAWRENCE, P., CYR, M., & RINGOT, E.** Mineral admixtures in mortars: effect of inert materials on short-term hydration. *Cement and concrete research*, 2003, vol. 33, no 12, p. 1939-1947.

- [41] **DEMIRBOĞA, R.** Influence of mineral admixtures on thermal conductivity and compressive strength of mortar. *Energy and buildings*, 2003, vol. 35, no 2, p. 189-192.
- [42] **ÖNER, M., ERDOĞDU, K., & GÜNLÜ, A.** Effect of components fineness on strength of blast furnace slag cement. *Cement and Concrete Research*, 2003, vol. 33, no 4, p. 463-469.
- [43] **ZHU, J., ZHONG, Q., CHEN, G., & LI, D.** Effect of particlesize of blast furnace slag on properties of portland cement. *Procedia Engineering*, 2012, vol. 27, p. 231-236.
- [44] **OSBORNE, G. J.** Durability of Portland blast-furnace slag cement concrete. *Cement and Concrete Composites*, 1999, vol. 21, no 1, p. 11-21.
- [45] **ÇOLAK, A.** Characteristics of pastes from a Portland cement containing different amounts of natural pozzolan. *Cement and Concrete Research*, 2003, vol. 33, no 4, p. 585-593.
- [46] **RODRIGUEZ-CAMACHO, R. E. & URIBE-AFIF, R.** Importance of using the natural pozzolans on concrete durability. *Cement and Concrete Research*, 2002, vol. 32, no 12, p. 1851-1858.
- [47] **TURANLI, L., UZAL, B., & BEKTAS, F.** Effect of large amounts of natural pozzolan addition on properties of blended cements. *Cement and Concrete Research*, 2005, vol. 35, no 6, p. 1106-1111.
- [48] **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.
- [49] **DE LARRARD, F.** Structures granulaires et formulation des bétons. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, 2000, p.30 -208.
- [50] **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).
- [51] **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.
- [52] **AL-BAGHDADI, H.M., AL-AMEERI, A.S.** Using Different Types of Fine Aggregate To Produce High Strength Concrete, *Université de Babylone Magazine des Sciences Appliqués* , 2010, vol. 2, no 18, p. 713-724.
- [53] **CABRERA, O. A., TRAVERSA, L. P., ORTEGA, N. F.** Fluidez de morteros cementíceos con arenas machacadas. *Materiales de construcción*, 2010, vol. 60, no 300, p. 115-130.

- [54] **DIOP, M. B., LO, P. G., & BOUGUERRA, A.** Une nouvelle méthode d'élaboration d'un sable normal pour la classification des ciments axée sur les matériaux, 2001, J. Sci.Vol. 1, N° 1, p.1-8.
- [55] **MENADI, B., KENAI, S., KHATIB, J., and al.** Strength and durability of concrete incorporating crushed limestone sand. *Construction and Building Materials*, 2009, vol. 23, no 2, p. 625-633.
- [56] **CARDON, D., EVRARD, H., & GARNIER, J.** Prévion de la teneur en fines des sables de concassage. *Bulletin of the International Association of Engineering Geology-Bulletin de l'Association Internationale de Géologie de l'Ingénieur*, 1984, vol. 29, no 1, p. 343-348.
- [57] **IMEN, J., ANDRE, L., & MONGI, B. O.** Influence des sables de concassage à différents taux de filler sur les performances mécaniques des bétons, INVACO2 : Séminaire International, innovation & valorisation en génie civil & matériaux de construction, N° : 10-311,2012, p.1-7.
- [58] **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. 2008.
- [59] **BAUM, H. & KATZ, A.** Influence of Fines on Concrete Mixes', National Building Research Institute, Technio Israel Institute of Technology, 2006.
- [60] **NANDA RADHIKESH P., DAS, AMIYA K., MOHARANA, N. C.** Stone crusher dust as a fine aggregate in Concrete for paving blocks. *International Journal of Civil & Structural Engineering*, 2010, vol. 1, no 3, p. 613-620.
- [61] **BEDERINA, M., MAKHLOUFI, Z., BOUNOUA, A., and al.** Effect of partial and total replacement of siliceous river sand with limestone crushed sand on the durability of mortars exposed to chemical solutions. *Construction and Building Materials*, 2013, vol. 47, p. 146-158.
- [62] **VILLALOBOS, SALVADOR, LANGE, D. A., & ROESLER, J. R.** Evaluation, testing and comparison between crushed manufactured, Technical Note, 2005, vol. 15, p.1-6.
- [63] **CABRERA, O. A., TRAVERSA, L. P., & ORTEGA, N. F.** Estado fresco de morteros y hormigones con arenas de machaqueo. *Materiales de construcción*, 2011, vol. 61, no 303, p. 401-416.
- [64] **MANASSEH, J. O. E. L.** Use of crushed granite fine as replacement to river sand in concrete production. *Leonardo electronic journal of practices and technologies*, 2010, no 17, p. 85-96.
- [65] **KOU, S. C., & POON, C. S.** Properties of concrete prepared with crushed fine stone, furnace bottom ash and fine recycled aggregate as fine aggregates. *Construction and Building Materials*, 2009, vol. 23, no 8, p. 2877-2886.

- [66] **AKROUT, K., MOUNANGA, P., LTIFI, M., & JAMAA, N. B.** Rheological, Mechanical and Structural Performances of Crushed Limestone Sand Concrete. *International Journal of Concrete Structures and Materials*, 2010, vol. 4, no 2, p. 97-104.
- [67] **MELAIS, F. Z., & ACHOURA, D.** Djamel. Formulation et propriétés des bétons de sable renforcé de fibres de polypropylène. 2011.
- [68] **AHMAD, S., & MAHMOOD, S. SHAHID.** Effects of crushed and natural sand on the properties of fresh and hardened concrete. In: 33rd Conference on Our World in Concrete & Structures, Singapore. 2008. p. 25-27.
- [69] **RMILI, A., BEN OUEZDOU, M., ADDED, M., & GHORBEL, E.** Incorporation of Crushed Sands and Tunisian Desert Sands in the Composition of Self Compacting Concretes Part II: SCC Fresh and Hardened States Characteristics. *International Journal of Concrete Structures and Materials*, 2009, vol. 3, no 1, p. 11-14.
- [70] **BENABED, B., KADRI, E. H., AZZOUZ, L., & KENAI, S.** Properties of self-compacting mortar made with various types of sand. *Cement and Concrete Composites*, 2012, vol. 34, no 10, p. 1167-1173.
- [71] **WESTERHOLM, M., LAGERBLAD, B., SILFWERBRAND, J., & FORSSBERG, E.** Influence of fine aggregate characteristics on the rheological properties of mortars. *Cement and Concrete Composites*, 2008, vol. 30, no 4, p. 274-282.
- [72] **LTIFI, M., BEN JAMAA, N., BEL HADJ ALI, N., AKROUT, K.** Etude comparative des bétons hydrauliques a base de sable siliceux et sable calcaire de concassage, Colloque CMEDIMAT , 2005 ,p.1-9.
- [73] **KHATIB, J. M., MENADI, B., KENAI, S.** Effect of cement type on strength development of mortars containing limestone fines. In : Excellence in Concrete Construction through Innovation: Proceedings of the conference held at the Kingston University, United Kingdom, 9-10 September 2008. CRC Press, 2008. p. 227-231.
- [74] **GONÇALVES, J. P., TAVARES, L. M., TOLEDO FILHO, R. D., and al.** Comparison of natural and manufactured fine aggregates in cement mortars. *Cement and Concrete Research*, 2007, vol. 37, no 6, p. 924-932.
- [75] **QIAO, Y., SUN, W., & JIANG, J.** Damage process of concrete subjected to coupling fatigue load and freeze/thaw cycles. *Construction and Building Materials*, 2015, p.806-811.
- [76] **WANG, Z., ZENG, Q., WU, Y., and al.** Relative humidity and deterioration of concrete under freeze–thaw load. *Construction and Building Materials*, 2014, vol. 62, p. 18-27.
- [77] **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.

[78] **KUMAR, D. S., HUDSON, W. R.** Use of quarry fines for engineering and environmental applications. Special Report, Nat. Stone Association, Centre for Transportation Research, Univ. of Texas, Austin, 1992.

[79] **AL-HARTHY, A. S., HALIM, M. ABDEL, TAHA, R., and al.** The properties of concrete made with fine dune sand. *Construction and Building Materials*, 2007, vol. 21, no 8, p. 1803-1808.

[80] **BEDERINA, M., BOUZIANI, T., KHENFER, M., and al.** Absorption de l'eau et son effet sur la durabilité des bétons de sable allégés par ajout de copeaux de bois. INVACO2 : Séminaire International, innovation & valorisation en génie civil & matériaux de construction, N° : 10-021,2012, p.1-6

[81] **RMILI, A., BEN OUEZDOU, M.,** Incorporation du sable de concassage et du sable du désert dans la composition des bétons autoplaçants, INVACO2 : Séminaire International, innovation & valorisation en génie civil & matériaux de construction, N° : 10-272, 2012, p.1-6

[82] **ZHANG, G., SONG, J., YANG, J., & LIU, X.** Performance of mortar and concrete made with a fine aggregate of desert sand. *Building and Environment*, 2006, vol. 41, no 11, p. 1478-1481.

[83] **AGUIDA, B. I., NABIL, B., AISSA, A.,** Influence des ajouts de type addition calcaire sur les caractéristiques mécaniques du béton de sable, INVACO2 : Séminaire International, innovation & valorisation en génie civil & matériaux de construction, N° : 10-038, 2012, p.112

[84] **GUETTALA, S., & MEZGHICHE, B.** Influence de l'addition du sable de dune en poudre au ciment sur les propriétés des bétons. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 2011, vol. 15, no 10, p. 1483-1507.

[85] **DÀO, PHUC LAM.** Valorisation des laitiers LWS dans les mélanges granulaires. 2010, Thèse de doctorat, Université Henri-Poincaré, Nancy.

[86] **NDIAYE, D. & SALL, A.** Conception, formulation et mise en œuvre d'un béton compacte au rouleau (B.C.R) comme revêtement des chaussées : application au tronçon DIAMNIADIO-MBOUR, projet de en d'études en vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur de conception, école supérieure Polytechnique , 2007, Université de Dakar.

[87] **GUETARI, Z.** L'effet de la dégradation chimique sur le comportement mécanique des bétons, Thèse de Magister, 2013, Université Hadji Mokhtar , Annaba.

[88] **MAHMOUD, T.** Etude de matériaux minéraux renforcés par des fibres organiques en vue de leur utilisation dans le renforcement et la réparation des ouvrages tels que les ponts. Thèse de Doctorat en Sciences, 2005, INSA de Lyon, France.

[89] **LECOMTE, A., MECHLING, J. M., & DILIBERTO, C.** Indice de serrage des pâtes de consistance normale, 2006, p. 1-12.

[90] **THANH, T. N.** Valorisation de sédiments marins et fluviaux en technique routière. 2009. Thèse de doctorat. Université de Sherbrooke, p 26-27.

[91] **ELALAOUI, O.** Optimisation de la formulation et de la tenue aux hautes températures d'un béton à base d'époxyde. 2012. Thèse de doctorat. Cergy Pontoise, p. 104.

[92] **BOUTERFAS, M.** Optimisation de la compacité du squelette granulaire. Thèse de Magister, 2012, Université Abou Bekr Belkaid, Tlemcen.

[93] **HAFID, H.** Influence des paramètres morphologiques des granulats sur le comportement rhéologique des bétons frais: étude sur systèmes modèles. 2012. Thèse de doctorat. Université Paris-Est, p.34-61.

[94] **DE LARRARD, F. & SEDRAN, T.** Une nouvelle approche de la formulation des bétons. In : Annales du BTP. 1999. p. 1-23.

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 granulat recyclé 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.

ANNEXES

ANNEXE A : CARACTERISTIQUES DES CONSTITUANTS

A.1 PROCEDURE DE CALCUL DES CARACTERISTIQUES COMPLEMENTAIRES DU CIMENT :

Les caractéristiques du ciment ont été mesurées au sein du laboratoire de la cimenterie de-Ain Touta pas les équations suivantes (Eq. A.1 à A.3).

$$\text{MAF : Module Alumino ferrique} = \frac{\text{Al}_2\text{O}_3}{\text{Fe}_2\text{O}_3} \quad (\text{Eq. A.1})$$

$$\text{MS : Module Silique} = \frac{\text{SiO}_2}{\text{Al}_2\text{O}_3 + \text{Fe}_2\text{O}_3} \quad (\text{Eq. A.2})$$

$$\text{LSF : Facteur saturation en chaux} = \frac{\text{CaO}}{2.85 \text{ SiO}_2 + 1.18 \text{ Al}_2\text{O}_3 + 0.65 \text{ Fe}_2\text{O}_3} \quad (\text{Eq. A.3})$$

A.2 CALCUL DE LA FINESSE DU CIMENT ET DES ADDITIONS MINERALES :

La surface spécifique d'un ciment "S" est déterminée par l'équation (Eq. A.4).

$$S = K_t K_d K_a \sqrt{T} \quad (\text{Mezghiche}) \quad (\text{Eq. A.4})$$

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 de Mezghiche

	d_{Absolue}	K_a	K_d	K_t	$t(\text{c}^\circ)$	Temps(s)	Finesse (g/cm^3)
Ciment	3.1496	0.255	26.1	68.9	20.5	61	3581.5
Laitier	2.602	0.255	24.2	69.2	18	166	5501.93
Pouzzolane	2.9585	0.255	19.3	69.3	17	156	4259.83

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

$$V_p = \frac{m_2 - m_1}{\rho_e} = \frac{99.57}{0.9986} = 99.70 \text{ cm}^3 \quad (\text{Eq. A.5})$$

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)

$$\rho_t = \frac{m_3 - m_1}{V_p} = \frac{131.38 - 57.52}{99.70} = 0.7408 \text{ g/cm}^3 \text{ (Eq. A.6)}$$

Les valeurs des différentes pesées sont données dans le tableau A.3.

Tableau A.3 : Valeurs des différentes pesées

	m_1	m_2	m_3	m_4	m_5	$m_t = m_3 + m_4 - m_5$
Ciment CPA CEM I (42.5)	57.52	157.09	131.38	25	150.50	5.88
Laitier	57.52	157.09	131.38	25	150.11	6.27
Pouzzolane	57.52	157.09	131.38	25	149.21	7.17

A.3.3 Détermination de la masse volumique des matériaux:

❖ Ciment :

Le volume et la masse volumique du ciment sont donnés dans (Eq. A.7 et A.8)

➤ Volume du ciment :

$$V_c = \frac{m_t}{\rho_t} = \frac{5.88}{0.7408} = 7.9373 \text{ cm}^3 \text{ (Eq. A.7)}$$

➤ La masse volumique absolue du ciment :

$$\rho_c = \frac{m_c}{V_c} = \frac{25}{7.9373} = 3.149 \text{ g/cm}^3 \text{ (Eq. A.8)}$$

❖ Laitier :

Le volume et la masse volumique du laitier sont donnés dans (Eq. A.9 et A.10)

➤ Volume du laitier :

$$V_l = \frac{m_t}{\rho_t} = \frac{6.27}{0.7408} = 8.463 \text{ cm}^3 \text{ (Eq. A.9)}$$

➤ La masse volumique absolue du laitier :

$$\rho_l = \frac{m_l}{V_l} = \frac{25}{8.463} = 2.953 \text{ g/cm}^3 \text{ (Eq. A.10)}$$

❖ Pouzzolane :

Le volume et la masse volumique de Pouzzolane sont donnés dans (Eq.A.11, A.12)

➤ Volume de la pouzzolane :

$$V_p = \frac{m_t}{\rho_t} = \frac{7.17}{0.7408} = 9.678 \text{ cm}^3 \text{ (Eq. A.11)}$$

➤ La masse volumique absolue de la pouzzolane :

$$\rho_p = \frac{m_p}{V_p} = \frac{25}{9.678} = 2.602 \text{ g/cm}^3 \text{ (Eq. A.12)}$$

A.3.4 Analyse granulométrique détaillées des différentes fractions de graviers et de sables :

❖ Sable de carrière de -Ain touta (SA) :

Le premier sable provient de-Ain Touta (Sable A : SA). Les résultats détaillés des analyses granulométriques sur une masse totale sèche de 1000 grammes sont présentés dans les tableaux A.4 à A.6.

Tableau A.4 : Analyse granulométrique du sable non modifié (100 % SA)

Tamis (mm)	Refus partiel (g)	Refus cumulés (g)	Refus cumulés (%)	Tamisât cumulés (%)
5	4	4	0.4	99.6
2.5	134	138	13.8	86.2
1.25	313	451	45.1	54.9
0.630	214	665	66.5	33.5
0.315	136	801	80.1	19.9
0.16	89	890	89.0	11
0.08	64	954	95.4	4.6
Fillers	46	1000	100	0

Tableau A.5 : Analyse granulométrique du sable SA modifié avec sable d'oued (80 % SA + 20 % ST)

Tamis (mm)	Refus partiel (g)	Refus cumulés (g)	Refus cumulés (%)	Tamisât cumulés (%)
5	2.48	2.48	0.248	99.752
2.5	113.86	116.34	11.634	88.366
1.25	250.32	366.66	36.666	63.334
0.630	202.75	569.41	56.941	43.059
0.315	176.96	746.37	74.637	25.363
0.16	118.17	864.54	86.454	13.546
0.08	91.49	956.03	95.603	4.397
Fillers	43.97	1000	100	0

Tableau A.6 : Analyse granulométrique du sable SA modifié avec sable de dune (90 % SA +10 % SU)

Tamis (mm)	Refus partiel (g)	Refus cumulés (g)	Refus cumulés (%)	Tamisât cumulés (%)
5	3.26	3.26	0.326	99.674
2.5	83.97	87.23	8.723	91.277
1.25	243.22	330.45	33.045	66.955
0.630	201.44	531.89	53.189	46.811
0.315	160.47	692.36	69.236	30.764
0.16	143.74	836.1	83.61	16.39
0.08	112.26	948.36	94.836	5.164
Fillers	51.64	1000	100	0

➤ Teneur en eau du sable :

La valeur de teneur en eau du sable "SA" est donnée dans l'équation (Eq. A.13).

$$W (\%) = \frac{P_{humide} - P_{sec}}{P_{sec}} 100 = \frac{1000 - 988}{988} 100 = 1.214 \% \quad (\text{Eq. A.13})$$

➤ Masse volumique absolue et apparente et module de finesse :

Les valeurs de la masse volumique absolue et apparente ainsi que du module de finesse sont données dans les équations (Eq. A.14 à A.16).

$$\rho_{abs} = \frac{m}{V_2 - V_1} = \frac{50}{60 - 39.9} = 2.48 \text{g/ml} = 2480 \text{g/l} \quad (\text{Eq. A.14})$$

$$\rho_{app} = \frac{m_2 - m_1}{V} = \frac{1870 - 301}{1} = 1569 \text{g/l} \quad (\text{Eq. A.15})$$

$$M_f = \sum \frac{RC_{5+} \dots RC_{0.16}}{100} = 2.949 > 2.5 \text{ (sable gros)} \quad (\text{Eq. A.16})$$

❖ **Sable de carrière de Biskra (SB) :**

Le second sable provient de Tolgua-Biskra (Sable B : SB). Les résultats détaillés des analyses granulométriques sur une masse totale sèche de 1000 grammes sont présentés dans les tableaux A.7 à A.9.

Tableau A.7 : Analyse granulométrique du sable non modifié (100 % SB)

Tamis (mm)	Refus partiel (g)	Refus cumulés (g)	Refus cumulés (%)	Tamisât cumulés (%)
5	0	0	0	100
2.5	18	18	1.8	98.2
1.25	440	458	45.8	54.2
0.630	245	703	70.3	29.7
0.315	119	822	82.2	17.8
0.16	88	910	91.0	9
0.08	71	981	98.1	1.9
Fillers	19	1000	100	0

Tableau A.8 : Analyse granulométrique du sable SB modifié avec sable d'oued (80 % SB + 20 % ST)

Tamis (mm)	Refus partiel (g)	Refus cumulés (g)	Refus cumulés (%)	Tamisât cumulés (%)
5	0	0	0	100
2.5	36.66	36.66	3.666	96.334
1.25	401.37	438.03	43.803	56.197
0.630	219.25	657.28	65.728	34.272
0.315	146.22	803.5	80.35	19.65
0.16	107.97	911.47	91.147	8.853
0.08	71.115	982.585	98.2585	1.7415
Fillers	17.415	1000	100	0

Tableau A.9 : Analyse granulométrique du sable SB modifié avec sable de dune (90 % SB + 10 % SU)

Tamis (mm)	Refus partiel (g)	Refus cumulés (g)	Refus cumulés (%)	Tamisât cumulés (%)
5	0	0	0	100
2.5	12.31	12.31	1.231	98.769
1.25	458.25	470.56	47.056	52.944
0.630	201.59	672.15	67.215	32.785
0.315	103.47	775.62	77.562	22.438
0.16	124.01	899.63	89.963	10.037
0.08	39.71	939.34	93.934	6.066
Fillers	60.66	1000	100	0

➤ Teneur en eau du sable :

La valeur de teneur en eau du sable "SB" est donnée dans l'équation (Eq. A.17)

$$W (\%) = \frac{P_{humide} - P_{sec}}{P_{sec}} 100 = 0.73 \% \quad (\text{Eq. A.17})$$

➤ Masse volumique absolue et apparente :

Les valeurs de la masse volumique absolue et apparente ainsi que du module de finesse sont données dans les équations (Eq. A.18 à A.20).

$$\rho_{abs} = \frac{m}{V_2 - V_1} = \frac{100}{99.5 - 60} = 2.564 \text{g/ml} = 2564 \text{g/l} \quad (\text{Eq. A.18})$$

$$\rho_{app} = \frac{m_2 - m_1}{V} = \frac{1789 - 300}{1} = 1489 \text{g/l} \quad (\text{Eq. A.19})$$

$$\text{Module de finesse : } M_f = \sum \frac{RC_{5+} \dots RC_{0.16}}{100} = 3.073 > 2.5 \text{ (sable gros)} \quad (\text{Eq. A.20})$$

❖ **Sable de carrière de Constantine (SC) :**

Le troisième sable provient de Constantine (Sable C : SC). Les résultats détaillés des analyses granulométriques sur une masse totale sèche de 1000 grammes sont présentés dans les tableaux A.10 à A.12.

Tableau A.10 : Analyse granulométrique du sable non modifié (100 % SC)

Tamis (mm)	Refus partiel (g)	Refus cumulés (g)	Refus cumulés (%)	Tamisât cumulés (%)
5	0	0	0	100
2.5	91	91	9.1	90.9
1.25	326	417	41.7	58.3
0.630	190	607	60.7	39.3
0.315	125	732	73.2	26.8
0.16	67	799	79.9	20.1
0.08	47	846	84.6	15.4
Fillers	154	1000	100	0

Tableau A.11 : Analyse granulométrique du sable SC modifié avec sable d'oued (80 % SC +20 %ST)

Tamis (mm)	Refus partiel (g)	Refus cumulés (g)	Refus cumulés (%)	Tamisât cumulés (%)
5	0	0	0	100
2.5	84.78	84.78	8.478	91.522
1.25	265.3	350.08	35.008	64.992
0.630	179.33	529.41	52.941	47.059
0.315	160.76	690.17	69.017	30.983
0.16	152.07	842.24	84.224	15.776
0.08	63.6	905.84	90.584	9.416
Fillers	94.16	1000	100	0

Tableau A.12 : Analyse granulométrique du sable SC modifié avec sable de dune (90 %SC+10 % SU)

Tamis (mm)	Refus partiel (g)	Refus cumulés (g)	Refus cumulés (%)	Tamisât cumulés (%)
5	0	0	0	100
2.5	77.58	77.58	7.758	92.242
1.25	282.42	360	36	64
0.630	169.32	529.32	52.932	47.068
0.315	127.47	656.79	65.679	34.321
0.16	138.65	795.44	79.544	20.456
0.08	153.14	948.58	94.858	5.142
Fillers	51,42	1000	100	0

➤ Teneur en eau du sable :

La valeur de teneur en eau du sable "SC" est donnée dans l'équation (Eq. A.21).

$$W (\%) = \frac{P_{humide} - P_{sec}}{P_{sec}} 100 = \frac{3000 - 2959}{2959} 100 = 1.3857\% \quad (\text{Eq. A.21})$$

➤ Masse volumique absolue et apparente :

Les valeurs de la masse volumique absolue et apparente ainsi que du module de finesse sont données dans les équations (Eq. A.22 à A.24).

$$\rho_{abs} = \frac{m}{V_2 - V_1} = \frac{70}{68.5 - 40} = 2.456 \text{ g/ml} = 2456 \text{ g/l} \quad (\text{Eq. A.22})$$

$$\rho_{app} = \frac{m_2 - m_1}{V} = \frac{1618}{1} = 1618 \text{ g/l} \quad (\text{Eq. A.23})$$

$$\text{Module de finesse : } M_f = \sum \frac{RC_{5+} \dots RC_{0.16}}{100} = 2.646 > 2.5 \text{ (sable gros)} \quad (\text{Eq. A.24})$$

❖ **Sable de carrière de Biskra (SD1) :**

Le quatrième sable provient de Biskra (Sable D1 : SD1). Les résultats détaillés des analyses granulométriques sur une masse totale sèche de 1000 grammes sont présentés dans les tableaux A.13 à A.15.

Tableau A.13: Analyse granulométrique du sable non modifié (100 % SD1)

Tamis (mm)	Refus partiel (g)	Refus cumulés (g)	Refus cumulés (%)	Tamisât cumulés (%)
5	0	0	0	100
2.5	65	65	6.5	93.5
1.25	397	462	46.2	53.8
0.630	193	655	65.5	34.5
0.315	108	763	76.3	23.7
0.16	77	840	84.0	16
0.08	96	936	93.6	6.4
Fillers	64	1000	100	0

Tableau A.14: Analyse granulométrique du sable SD1 modifié avec sable d'oued (80%SD1+20%ST)

Tamis (mm)	Refus partiel (g)	Refus cumulés (g)	Refus cumulés (%)	Tamisât cumulés (%)
5	0	0	0	100
2.5	72.05	72.05	7.205	92.795
1.25	328.23	400.28	40.028	59.972
0.630	184.28	584.56	58.456	41.544
0.315	145.47	730.03	73.003	26.997
0.16	116.72	846.75	84.675	15.325
0.08	83.58	930.33	93.033	6.967
Fillers	69,67	1000	100	0

Tableau A.15: Analyse granulométrique du sable SD1 modifié avec sable de dune (90%SD1+10%SU)

Tamis (mm)	Refus partiel (g)	Refus cumulés (g)	Refus cumulés (%)	Tamisât cumulés (%)
5	0	0	0	100
2.5	51.47	51.47	5.147	94.853
1.25	358.98	410.45	41.045	58.955
0.630	172.91	583.36	58.336	41.664
0.315	114.69	698.05	69.805	30.195
0.16	164.96	863.01	86.301	13.699
0.08	117.65	980.66	98.066	1.934
Fillers	19.34	1000	100	0

➤ Teneur en eau du sable :

La valeur de teneur en eau du sable "SD1" est donnée dans l'équation (Eq. A.25).

$$W (\%) = \frac{P_{humide} - P_{sec}}{P_{sec}} 100 = \frac{5544 - 5436}{5436} 100 = 1.986\% \quad (\text{Eq. A.25})$$

➤ Masse volumique absolue et apparente :

Les valeurs de la masse volumique absolue et apparente ainsi que du module de finesse sont données dans les équations (Eq. A.26 à A.28).

$$\rho_{abs} = \frac{m}{V_2 - V_1} = \frac{100}{89.25 - 50} = 2.547 \text{ g/ml} = 2547 \text{ g/l} \quad (\text{Eq. A.26})$$

$$\rho_{app} = \frac{m_2 - m_1}{V} = \frac{1920 - 300}{1} = 1620 \text{ g/l} \quad (\text{Eq. A.27})$$

$$\text{Module de finesse : } M_f = \sum \frac{RC_{5+} \dots RC_{0.16}}{100} = 2.785 > 2.5 \text{ (sable gros)} \quad (\text{Eq. A.28})$$

❖ **Sable de carrière de Biskra (SD2) :**

Le cinquième sable provient de Biskra (Sable D2 : SD2). Les résultats détaillés des analyses granulométriques sur une masse totale sèche de 1000 grammes sont présentés dans les tableaux A.16 à A.18.

Tableau A.16: Analyse granulométrique du sable non modifié (100 % SD2)

Tamis (mm)	Refus partiel (g)	Refus cumulés (g)	Refus cumulés (%)	Tamisât cumulés (%)
5	14	14	1.4	98.6
2.5	189	203	20.3	79.7
1.25	279	482	48.2	51.8
0.630	187	669	66.9	33.1
0.315	122	791	79.1	20.9
0.16	3	794	79.4	20.6
0.08	129	923	92.3	7.7
Fillers	77	1000	100	0

Tableau A.17: Analyse granulométrique du sable SD2 modifié avec sable d'oued (80% SD2+20% ST)

Tamis (mm)	Refus partiel (g)	Refus cumulés (g)	Refus cumulés (%)	Tamisât cumulés (%)
5	0	0	0	100
2.5	2.97	2.97	0.297	99.703
1.25	198.13	201.1	20.11	79.89
0.630	260.41	461.51	46.151	53.849
0.315	176.43	637.94	63.794	36.206
0.16	145.11	783.05	78.305	21.695
0.08	93.83	876.88	87.688	12.312
Fillers	86.67	963.55	96.355	3.645

Tableau A.18: Analyse granulométrique du sable SD2 modifié avec sable de dune (90%SD2+10%SU)

Tamis (mm)	Refus partiel (g)	Refus cumulés (g)	Refus cumulés (%)	Tamisât cumulés (%)
5	4.32	4.32	0.432	99.568
2.5	205.33	209.65	20.965	79.035
1.25	255.57	465.22	46.522	53.478
0.630	161.29	626.51	62.651	37.349
0.315	115.71	742.22	74.222	25.778
0.16	147.79	890.01	89.001	10.999
0.08	80.24	970.25	97.025	2.975
Fillers	29.75	1000	100	0

➤ **Teneur en eau du sable :**

La valeur de teneur en eau du sable "SD2" est donnée dans l'équation (Eq. A.29).

$$W (\%) = \frac{P_{humide} - P_{sec}}{P_{sec}} 100 = 0.92 \% \quad (\text{Eq. A.29})$$

➤ **Masse volumique absolue et apparente :**

Les valeurs de la masse volumique absolue et apparente ainsi que du module de finesse sont données dans les équations (Eq. A.30 à A.32).

$$\rho_{abs} = \frac{m}{V_2 - V_1} = \frac{65}{65.5 - 40} = 2.549 \text{ g/ml} = 2549 \text{ g/l} \quad (\text{Eq. A.30})$$

$$\rho_{app} = \frac{m_2 - m_1}{V} = \frac{1996 - 300}{1} = 1696 \text{ g/l} \quad (\text{Eq. A.31})$$

$$\text{Module de finesse : } M_f = \sum \frac{RC_{5+} \dots RC_{0.16}}{100} = 2.953 > 2.5 \text{ (sable gros)} \quad (\text{Eq. A.32})$$

❖ **Sable d'oued de Biskra (ST) :**

Le sixième sable considéré comme témoin est un sable d'oued de Biskra (Sable T : ST). Les résultats détaillés des analyses granulométriques sur une masse totale sèche de 1000 grammes sont présentés dans le tableau A.19.

Tableau A.19 : Analyse granulométrique du sable non modifié (100 % ST)

Tamis (mm)	Refus partiel (g)	Refus cumulés (g)	Refus cumulés (%)	Tamisât cumulés (%)
5	0.3	0.3	0.03	99.97
2.5	135.24	135.54	13.554	86.446
1.25	99.80	235.34	23.534	74.466
0.630	143.46	378.8	37.88	62.12
0.315	259.9	638.7	63.87	36.13
0.16	208.40	847.1	84.71	15.29
0.08	104	951.1	95.11	4.89
Fillers	48.90	1000	1000	0

➤ Teneur en eau du sable :

La valeur de teneur en eau du sable "ST" est donnée dans l'équation (Eq. A.33).

$$W (\%) = \frac{P_{humide} - P_{sec}}{P_{sec}} 100 = 0.9 \% \quad (\text{Eq. A.33})$$

➤ Masse volumique absolue et apparente:

Les valeurs de la masse volumique absolue et apparente ainsi que du module de finesse sont données dans les équations (Eq. A.34 à A.36).

$$\rho_{abs} = \frac{m}{V_2 - V_1} = \frac{100}{89.5 - 50} = 2.531 \text{ g/ml} = 2531 \text{ g/l} \quad (\text{Eq. A.34})$$

$$\rho_{app} = \frac{m_2 - m_1}{V} = \frac{2040 - 299}{1} = 1740 \text{ g/l} \quad (\text{Eq. A.35})$$

$$\text{Module de finesse : } M_f = \sum \frac{RC_{5+} \dots RC_{0.16}}{100} = 2.235 < 2.5 \text{ (Sable fin)} \quad (\text{Eq. A.36})$$

❖ **Sable de dune de Biskra (SU) :**

Le septième sable utilisé pour correction de la granulométrie est un sable de dune de Biskra (Sable U : SU). Les résultats détaillés des analyses granulométriques sur une masse totale sèche de 1000 grammes sont présentés dans le tableau A.20.

Tableau A.20 : Analyse granulométrique du sable non modifié (100 % SU)

Tamis (mm)	Refus partiel (g)	Refus cumulés (g)	Refus cumulés (%)	Tamisât cumulés (%)
5	0	0	0	100
2.5	0	0	0	100
1.25	0	0	0	100
0.630	2	2	0.2	99.8
0.315	219	221	22.1	77.9
0.16	63	284	28.4	71.6
0.08	340	624	62.4	37.6
Fillers	376	1000	100	0

➤ Masse volumique absolue et apparente :

Les valeurs de la masse volumique absolue et apparente ainsi que du module de finesse sont données dans les équations (Eq. A.37 et A.39).

$$\rho_{abs} = \frac{m}{V_2 - V_1} = \frac{45}{58.5 - 40} = 2.432 \text{ g/ml} = 2432 \text{ g/l} \quad (\text{Eq. A.37})$$

$$\rho_{app} = \frac{m_2 - m_1}{V} = \frac{1854 - 300}{1} = 1554 \text{ g/l} \quad (\text{Eq. A.38})$$

$$\text{Module de finesse : } M_f = \sum \frac{RC_{5+} \dots RC_{0.16}}{100} = 0.507 < 2.5 \text{ (Sable très fin)} \quad (\text{Eq. A.39})$$

❖ **Gravier de Biskra (8/16) :**

Les deux fractions de graviers utilisés dans cette étude proviennent de Biskra. Les résultats détaillés des analyses granulométriques sur une masse totale sèche de 4000 grammes (8/16) et 5000 grammes (16/25), sont présentés dans les tableaux A.21 et A.22.

Tableau A.21 : Analyse granulométrique du gravier (8/16)

Tamis (mm)	Refus partiel (g)	Refus cumulés (g)	Refus cumulés (%)	Tamisât cumulés (%)
20	0	0	0	100
16	87	87	2.175	97.825
12.5	976	1063	26.575	73.425
10	1912	2975	74.375	25.625
8	997	3972	99.3	0.7
6.3	17	3989	99.725	0.275
5	11	4000	100	0

➤ Masse volumique apparente :

Les valeurs de la masse volumique absolue et apparente sont données dans les équations (Eq. A.40 et A.41).

$$\rho_{app} = \frac{m_2 - m_1}{V} = \frac{1706 - 284}{1} = 1422 \text{ g/l} \quad (\text{Eq. A.40})$$

$$\rho_{abs} = \frac{m}{V_2 - V_1} = \frac{500}{640 - 450} = 2.631 \text{ g/ml} \quad (\text{Eq. A.41})$$

❖ **Gravier de Biskra (16/25) :**

Tableau A.22 : Analyse granulométrique du gravier (16/25)

Tamis (mm)	Refus partiel (g)	Refus cumulés (g)	Refus cumulés (%)	Tamisât cumulés (%)
31.5	0	0	0	100
25	325	325	6.5	93.5
20	1696	2021	40.42	59.58
16	2450	4471	89.42	10.58
12.5	523	4994	99.88	0.12
10	6	5000	100	0

➤ Masse volumique apparente :

Les valeurs de la masse volumique absolue et apparente sont données dans les équations (Eq. A.42 et A.43).

$$\rho_{app} = \frac{m_2 - m_1}{V} = \frac{1733 - 284}{1} = 1449 \text{ g/l} \quad (\text{Eq. A.42})$$

$$\rho_{abs} = \frac{m}{V_2 - V_1} = \frac{500}{638 - 450} = 2.659 \text{ g/ml} \quad (\text{Eq. A.43})$$

ANNEXE B : FORMULATIONS DES BETONS

B.1 Formulations et quantité de matériaux :

Les formulations de béton et les quantités utilisées pour chaque constituant durant cette thèse, sont présentées dans les tableaux B1 à B.9.

Tableau B.1 : Composition des mélanges des bétons avec différents sables concassés non modifiés et pour différents rapport E/C

	E/C	Ciment kg/m ³	Eau l/m ³	S+ Pc kg/m ³	POURCENTAGE			S kg/m ³	G1 kg/m ³	G2 kg/m ³
					S %	G1 %	G2 %			
SA	0.5	350	175	1849.326	37	21	42	684.250	388.358	776.717
	0.6	350	210	1760.784	37	21	42	651.490	369.764	739.529
SB	0.5	350	175	1870.528	36	23	41	673.390	430.221	766.916
	0.6	350	210	1779.932	36	23	41	640.772	409.384	729.772
SC	0.5	350	175	1843.269	35	21	44	645.144	387.086	811.038
	0.6	350	210	1755.313	35	21	44	614.359	368.615	772.337
SD1	0.5	350	175	1866.237	36	21	43	671.845	391.909	802.482
	0.6	350	210	1776.057	36	21	43	639.380	372.972	763.704
SD2	0.5	350	175	1866.742	38	20	42	709.361	373.348	784.031
	0.6	350	210	1776.513	38	20	42	675.074	355.302	746.135
ST	0.5	350	175	1862.198	34	21	45	633.147	391.061	837.989
	0.6	350	210	1772.409	34	21	45	602.619	372.206	797.84

Tableau B.2 : Composition des mélanges des bétons avec différents sables concassés modifiés avec du sable d'oued et pour différents rapport E/C

	E/C	Ciment kg/m ³	Eau l/m ³	S+ Pc kg/m ³	POURCENTAGE			S kg/m ³	G1 kg/m ³	G2 kg/m ³
					S %	G1 %	G2 %			
SA	0.5	350	175	1877.595	36	21	43	675.934	394.295	807.365
	0.6	350	210	1786.315	36	21	43	643.073	375.126	768.115
SB	0.5	350	175	1872.930	35	23	42	655.525	430.774	786.630
	0.6	350	210	1782.102	35	23	42	623.735	409.883	748.483
SC	0.5	350	175	1877.595	34	22	44	638.382	413.070	826.141
	0.6	350	210	1786.315	34	22	44	607.347	392.989	785.978
SD1	0.5	350	175	1882.627	35	22	43	658.919	414.178	809.530
	0.6	350	210	1790.860	35	22	43	626.801	393.989	770.070
SD2	0.5	350	175	1885.096	36	22	42	678.634	414.721	791.740
	0.6	350	210	1793.090	36	22	42	645.512	394.479	753.097

Tableau B.3 : Composition des mélanges des bétons avec différents sables concassés modifiés avec du sable de dune et pour différents rapport E/C

	E/C	Ciment kg/m ³	Eau l/m ³	S+ Pc kg/m ³	POURCENTAGE			S kg/m ³	G1 kg/m ³	G2 kg/m ³
					S %	G1 %	G2 %			
SA	0.5	350	175	1882.642	34	22	44	640.098	414.181	828.362
	0.6	350	210	1790.874	34	22	44	608.897	393.992	787.984
SB	0.5	350	175	1854.374	36	22	42	667.574	407.962	778.837
	0.6	350	210	1765.343	36	22	42	635.523	388.375	741.444
SC	0.5	350	175	1878.604	34	22	44	638.725	413.293	826.586
	0.6	350	210	1787.227	34	22	44	607.657	393.189	786.379
SD1	0.5	350	175	1872.976	35	22	43	655.541	412.054	805.379
	0.6	350	210	1782.143	35	22	43	623.750	392.071	766.321
SD2	0.5	350	175	1877.595	36	22	42	675.934	413.070	788.589
	0.6	350	210	1786.315	36	22	42	643.073	392.989	750.252

Tableau B.4 : Composition des mélanges des bétons avec différents sables concassés non modifiés et avec 10 % d'additions minérales (E/C =0.6)

	E/C	Ciment kg/m ³	Eau l/m ³	S+ Pc kg/m ³	POURCENTAGE			S kg/m ³	G1 kg/m ³	G2 kg/m ³	Additions kg/m ³
					S %	G1 %	G2 %				
SA	0.6	315	189	1760.784	37	21	42	651.490	369.764	739.529	35
SB	0.6	315	189	1779.932	36	23	41	640.772	409.384	729.772	35
SC	0.6	315	189	1755.313	35	21	44	614.359	368.615	772.337	35
SD1	0.6	315	189	1776.057	36	21	43	639.380	372.972	763.704	35
SD2	0.6	315	189	1776.513	38	20	42	675.074	355.302	746.135	35

Tableau B.5 : Composition des mélanges des bétons avec différents sables concassés modifiés avec du sable d'oued et avec 10 % d'additions minérales (E/C =0.6)

	E/C	Ciment kg/m ³	Eau l/m ³	S+ Pc kg/m ³	POURCENTAGE			S kg/m ³	G1 kg/m ³	G2 kg/m ³	Additions kg/m ³
					S %	G1 %	G2 %				
SA	0.6	315	189	1786.315	36	21	43	643.073	375.126	768.115	35
SB	0.6	315	189	1782.102	35	23	42	623.735	409.883	748.483	35
SC	0.6	315	189	1786.315	34	22	44	607.347	392.989	785.978	35
SD1	0.6	315	189	1790.860	35	22	43	626.801	393.989	770.070	35
SD2	0.6	315	189	1793.090	36	22	42	645.512	394.479	753.097	35

Tableau B.6 : Composition des mélanges des bétons avec différents sables concassés modifiés avec du sable de dune et avec 10 % d'additions minérales (E/C =0.6)

	E/C	Ciment kg/m ³	Eau l/m ³	S+ Pc kg/m ³	POURCENTAGE			S kg/m ³	G1 kg/m ³	G2 kg/m ³	Additions kg/m ³
					S %	G1 %	G2 %				
SA	0.6	315	189	1790.874	34	22	44	608.897	393.992	787.984	35
SB	0.6	315	189	1765.343	36	22	42	635.523	388.375	741.444	35
SC	0.6	315	189	1787.227	34	22	44	607.657	393.189	786.379	35
SD1	0.6	315	189	1782.143	35	22	43	623.750	392.071	766.321	35
SD2	0.6	315	189	1786.315	36	22	42	643.073	392.989	750.252	35

Tableau B.7 : Composition des mélanges des bétons avec différents sables concassés non modifiés et avec 15 % d'additions minérales (E/C =0.6)

	E/C	Ciment kg/m ³	Eau l/m ³	S+ Pc kg/m ³	POURCENTAGE			S kg/m ³	G1 kg/m ³	G2 kg/m ³	Additions kg/m ³
					S %	G1 %	G2 %				
SA	0.6	297.5	178.5	1760.784	37	21	42	651.490	369.764	739.529	52.5
SB	0.6	297.5	178.5	1779.932	36	23	41	640.772	409.384	729.772	52.5
SC	0.6	297.5	178.5	1755.313	35	21	44	614.359	368.615	772.337	52.5
SD1	0.6	297.5	178.5	1776.057	36	21	43	639.380	372.972	763.704	52.5
SD2	0.6	297.5	178.5	1776.513	38	20	42	675.074	355.302	746.135	52.5

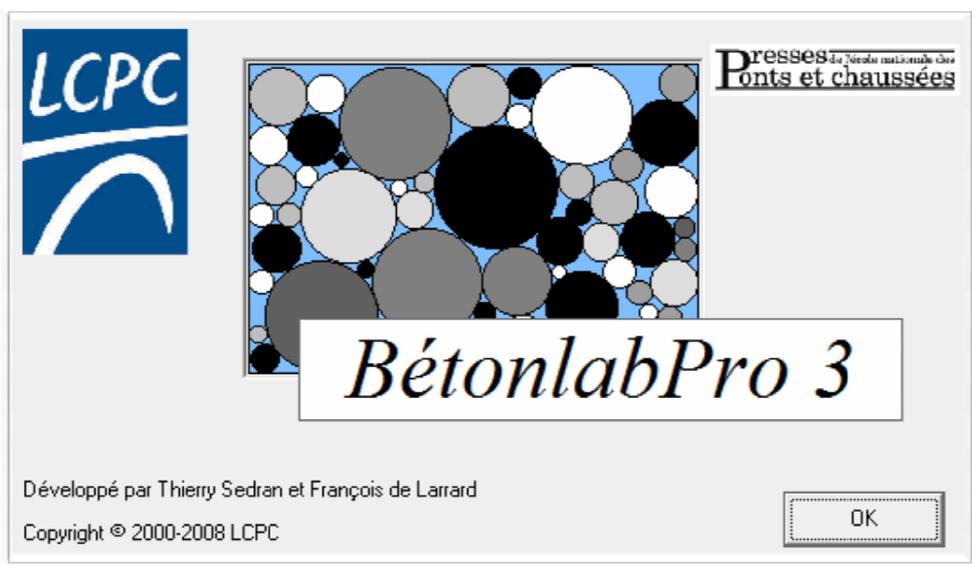
Tableau B.8 : Composition des mélanges des bétons avec différents sables concassés modifiés avec du sable d'oued et avec 15 % d'additions minérales (E/C =0.6)

	E/C	Ciment kg/m ³	Eau l/m ³	S+ Pc kg/m ³	POURCENTAGE			S kg/m ³	G1 kg/m ³	G2 kg/m ³	Additions kg/m ³
					S %	G1 %	G2 %				
SA	0.6	297.5	178.5	1786.315	36	21	43	643.073	375.126	768.115	52.5
SB	0.6	297.5	178.5	1782.102	35	23	42	623.735	409.883	748.483	52.5
SC	0.6	297.5	178.5	1786.315	34	22	44	607.347	392.989	785.978	52.5
SD1	0.6	297.5	178.5	1790.860	35	22	43	626.801	393.989	770.070	52.5
SD2	0.6	297.5	178.5	1793.090	36	22	42	645.512	394.479	753.097	52.5

Tableau B.9 : Composition des mélanges des bétons avec différents sables concassés modifiés avec du sable de dune et avec 15 % d'additions minérales (E/C =0.6)

	E/C	Ciment kg/m ³	Eau l/m ³	S+ Pc kg/m ³	POURCENTAGE			S kg/m ³	G1 kg/m ³	G2 kg/m ³	Additions kg/m ³
					S %	G1 %	G2 %				
SA	0.6	297.5	178.5	1790.874	34	22	44	608.897	393.992	787.984	52.5
SB	0.6	297.5	178.5	1765.343	36	22	42	635.523	388.375	741.444	52.5
SC	0.6	297.5	178.5	1787.227	34	22	44	607.657	393.189	786.379	52.5
SD1	0.6	297.5	178.5	1782.143	35	22	43	623.750	392.071	766.321	52.5
SD2	0.6	297.5	178.5	1786.315	36	22	42	643.073	392.989	750.252	52.5

ANNEXE C
PROGRAMMES NUMERIQUES : BETON LAB PRO 3



C.1 PARAMETRES D'ENTREE :

C.1.1 Graviers :

On procède à l'introduction de plusieurs paramètres caractérisant les graviers. Certains de ces paramètres sont définis par défaut et d'autres sont issus d'essais réalisés en laboratoire.

C.1.1.1 Calibre 8/16 :

Les figures C.1 et C.2 présentent un exemple des paramètres d'entrée pour le gravier (8/16).

Général Propriétés Squelette Coupure 1	
Nom	Gravier 8/16 [2]
Propriétés du gravillon	
Général Propriétés Squelette Coupure 1	
Coef. d'adhérence p	0,111
Coef. plafond q (MPa ⁻¹)	0,002
Coef. de traction KI (MPa ^{-0.43})	0,35
Module élastique (GPa)	75
Masse volumique (kg/m ³)	2631
Absorption d'eau (%)	0,3
Capacité thermique (kJ/K/Kg)	0,84
% moyen d'alcalins actifs	
% maximum d'alcalins actifs	

Figure C.1 : Différents paramètres d'entrée pour le gravier (8/16)

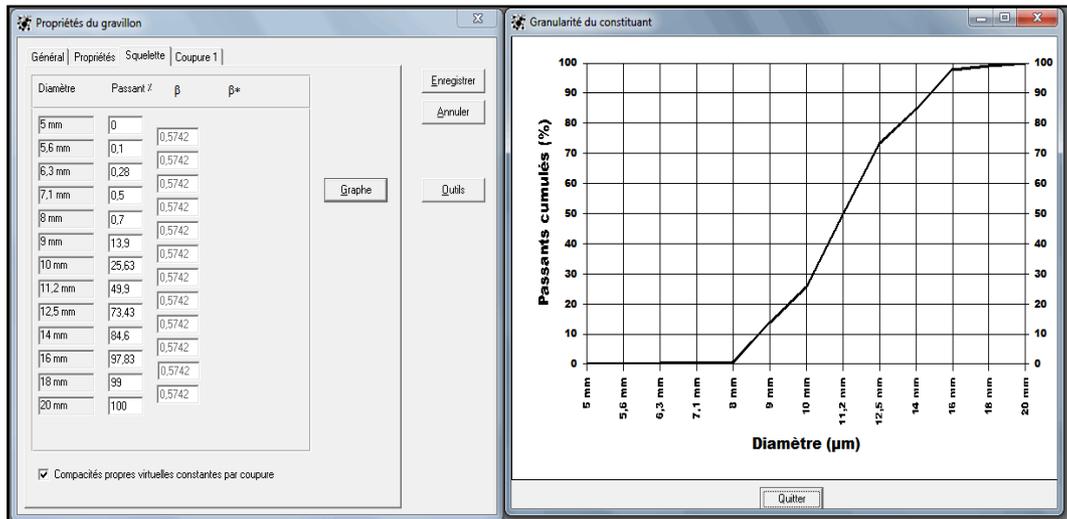


Figure C.2 : Courbe granulométrique du gravier (8/16)

C.1.1.2 Calibre 16/25 :

Les figures C.3 et C.4 présentent un exemple des paramètres d'entrée pour le gravier (16/25).

Propriété	Valeur
Nom	Gravier 8/16 [2]
Coef. d'adhérence p	0,111
Coef. plafond q (MPa ⁻¹)	0,002
Coef. de traction K1 (MPa ^{-0.43})	0,35
Module élastique (GPa)	75
Masse volumique (kg/m ³)	2631
Absorption d'eau (f)	0,3
Capacité thermique (kJ/K/Kg)	0,84
% moyen d'alcalins actifs	
% maximum d'alcalins actifs	

Figure C.3 : Différents paramètres d'entrée pour le gravier (16/25)

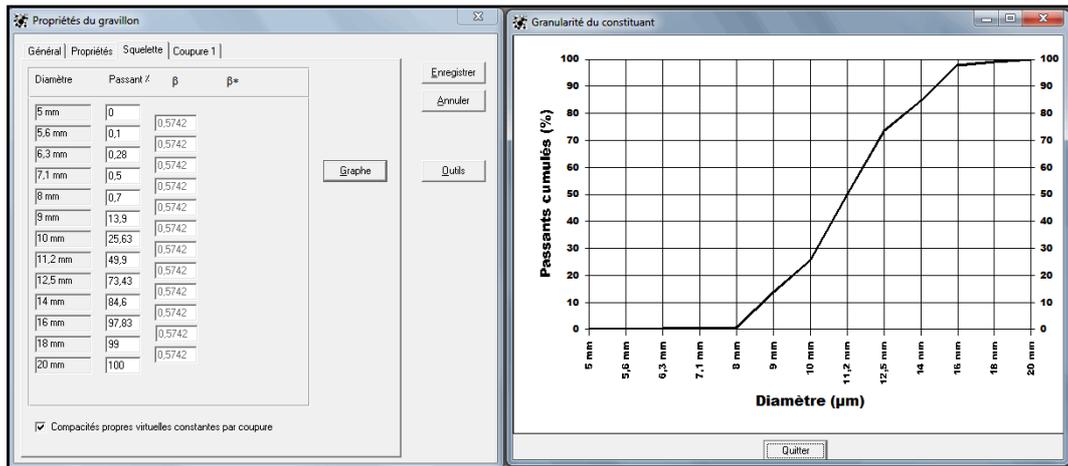


Figure C.4 : Courbe granulométrique du gravier (16/25)

C.1.2 Sables :

On procède à la définition des paramètres relatifs aux différents sables. Chaque sable utilisé est défini suivant des paramètres précis issus du laboratoire ou du logiciel "Béton Lab Pro 3" (Figure C.5 et C.6).

Paramètre	Valeur
Nom	Sable A
Coef. d'adhérence p	0,111
Coef. plafond q (MPa ⁻¹)	0,002
Coef. de traction Kt (MPa ^{-0.43})	0,35
Module élastique (GPa)	75
Masse volumique (kg/m ³)	2480
Absorption d'eau (%)	0,3
Capacité thermique (kJ/K/Kg)	0,84
% moyen d'alcalins actifs	
% maximum d'alcalins actifs	
Nature	Calcaires
Estimer la surface spécifique	Blaine (m ² /kg) 544,1
Dosage de saturation (%)	0,2

Figure C.5 : Différents paramètres d'entrée pour l'un des sables utilisés

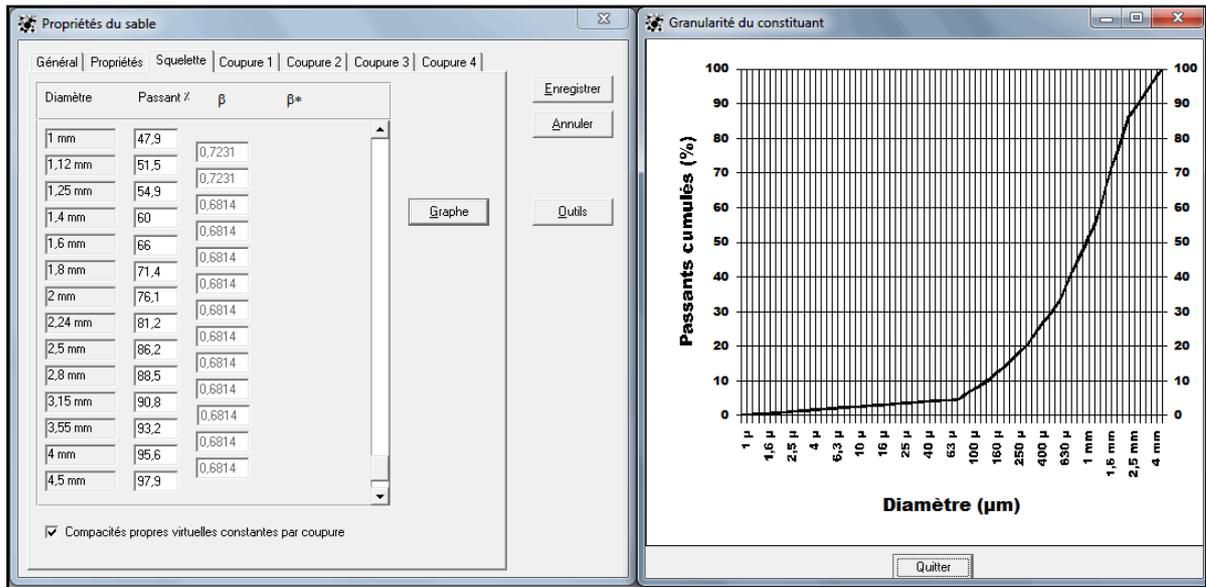


Figure C.6 : Courbe granulométrique de l'un des sables utilisés

C.1.3 Ciment :

On introduit les compositions chimiques, minéralogiques, et classe du ciment (Figures C.7 et C.8).

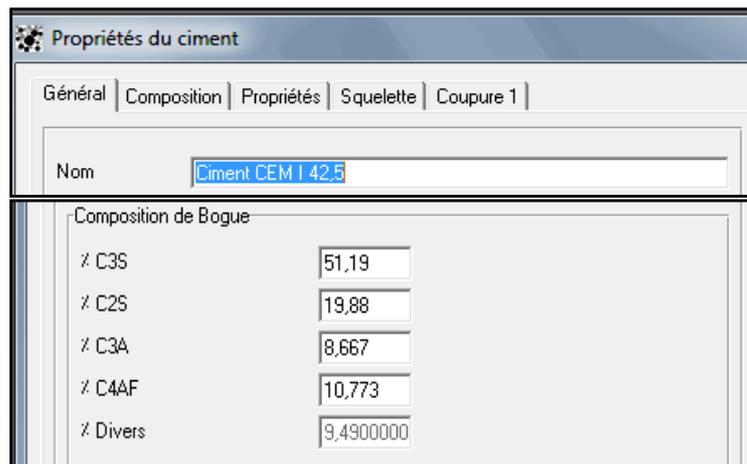


Figure C.7 : Différents paramètres d'entrée pour le ciment utilisé

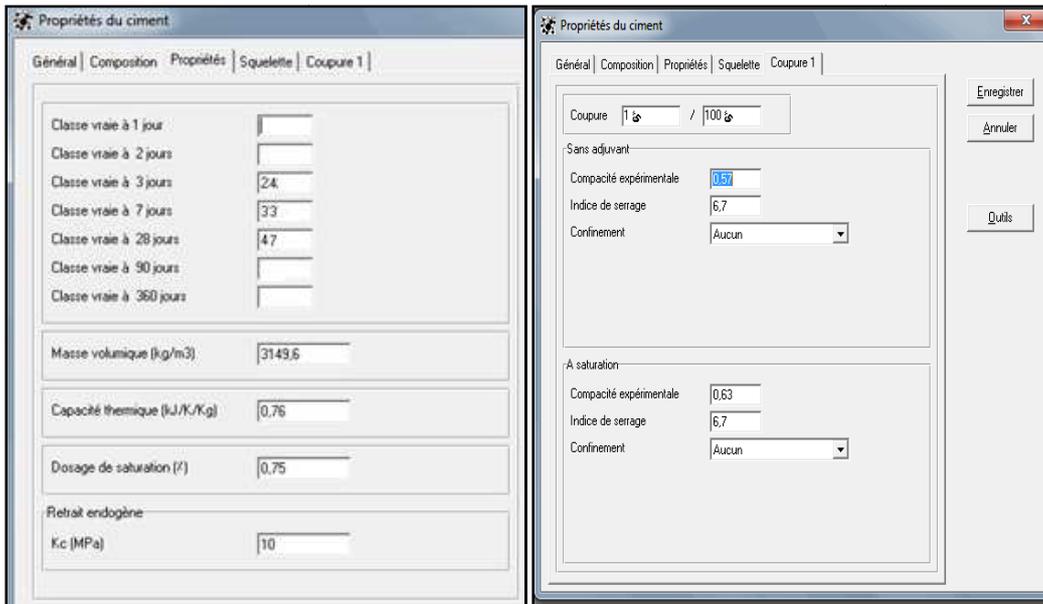


Figure C.8 : Classe et masse volumique du ciment utilisé

C.2 PARAMETRES DE SORTIE :

La capture ci-dessous (Figure C.9), illustre un exemple d'une formulation effectuée avec l'un des sables pour un rapport E/C=0.6

Composition	
G1 (%)	42
G2 (%)	21
S1 (%)	37
C1 (kg/m3)	350
Eau eff (kg/m3)	175

Gâchée n°	1
G1 (kg/m3)	752.6
G2 (kg/m3)	372.3
S1 (kg/m3)	618.3
C1 (kg/m3)	350
Eau (kg/m3)	215.2
Eau eff	210
Air total (%)	0.5
AEA	Non
Rapport G/S	1.819
Eeff/C	0.6
Environnement	X0
C + kA	350
Eeff / (C + kA)	0.6
Densité	2,308
Temps de stabilisation du wattmètre (s)	40
Seuil de cisaillement (Pa)	320
Viscosité plastique(Pa.s)	25
Affaissement (cm)	17.6
Vitesse initiale de ressuage (10-5 m.min-1)	0.84
fc1 (MPa)	6.6
fc2 (MPa)	10.6
fc3 (MPa)	13.3
fc7 (MPa)	23.5
fc28 (MPa)	32.1
fc90 (MPa)	33.0
fc360 (MPa)	34.2
R28 (MPa)	2.2
Ei28 (GPa)	33.0
Capacité thermique(kJ/Kg)	1.14
Exothermie (°C)	52.2
Retrait endogène (10-6)	39
Retrait total (10-6)	1173
Fluage propre (10-6/MPa)	94
Fluage total (10-6/MPa)	188
Indice de ségrégation (confiné)	0.878
Indice de serrage du béton non confiné	4,248
Indice de serrage du béton confiné	4,248
Contribution des fines K'f	1,687
Contribution des gros gravillons K'gg	1,33
Compacité du squelette non confiné Ø*	0.8802

Figure C.9 : Exemple de simulation d'une formulation

PUBLICATIONS RELATIVES AUX TRAVAUX DE THESE

❖ PUBLICATION INTERNATIONALE

KHOUADJIA.MLK, MEZGHICHE.B, DRISSI.M. Experimental evaluation of workability and compressive strength of concrete with several local sand and mineral additions. Construction and Building Materials, 2015, vol. 98, p. 194-203. Impact Factor: 2.296, 2015, Elsevier.

URL de la publication:

<http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0950061815302816>

❖ PUBLICATION NATIONALE

KHOUADJIA.MLK, MEZGHICHE.B, DRISSI.M. Courrier du Savoir–N° 20, Décembre 2015, Université Mohamed Khider–Biskra, Algérie, Évaluation expérimentale et numérique de la résistance a la compression des bétons à base des sables de carrière modifiés avec du sable de dune, Courrier du Savoir, 20.

URL de la publication:

<http://revues.univ-biskra.dz/index.php/cds/article/view/1454/1377>

❖ COMMUNICATIONS INTERNATIONALES

KHOUADJIA.MLK, MEZGHICHE.B. Étude expérimentale et numérique des propriétés à l'état frais et durci des bétons à base des sables de carrières, volume : 1, Article INVACO 3: séminaire international, innovation & valorisation en Génie civil & matériaux de construction, 17 et 18 Novembre 2014, p.87-92.

KHOUADJIA.MLK, MEZGHICHE.B, DRISSI.M. Évaluation expérimentale et numérique du comportement mécanique des bétons à base des sables de carrières, 1ère Conférence Internationale sur la Mécanique des Matériaux et des Structures MSM 2014- Marrakech 19 ,20 ,21 Novembre 2014, p.415-420.

KHOUADJIA.MLK, MEZGHICHE.B, DRISSI.M. Etude du comportement mécanique des bétons à base des sables de carrière modifiés avec sable de dune et sable d'oued : expérimentation et numérisation, The 3rd International Workshop on Waste Management and Sustainable Development, 7 ,8 et 9 Octobre 2015

❖ COMMUNICATION NATIONALE

KHOUADJIA.MLK, MEZGHICHE.B. Initiation à l'utilisation du Logiciel Béton Lab Pro 3, Workshop : Journée scientifique sur la caractérisation et modélisation des Géomatériaux , Université Mohamed Kheider, Biskra, 25 et 26 Février 2014.