

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Université Echahid Hamma Lakhdar d'El-Oued

FACULTE DE TECHNOLOGIE

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Mémoire de fin d'étude

Présentée pour l'obtention du diplôme de

MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie civil

Option : matériaux en Génie civil

Présenté par

TATI Lazhar

KHOUDRANE Nabil

BAIRA Bachir

Thème

**Etude de la porosité du béton ordinaire a base des sables
de (sidi-Slimane et djamaa) par l'essai d'absorption
capillaire et la profondeur de carbonatation**

Devant le jury composé de :

LABIOD BACHIR

Docteur

U. Oued

Président

MASMOUDI FAOUZI

MR

U. Oued

Examineur

BEDADI LAID

Docteur

U. Oued

Encadreur

2020-2021

SOMMAIRE

	Page
INTRODUCTION GENERALE	
Généralité.....	2
Objectif de la recherche.....	2
Plan de travail.....	2
PREMIER PARTIE: RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE	
CHAPITRE I: Recherche Bibliographique sur le Transport d'humidité dans le Béton	
I 1. Introduction	6
I .2. Définitions et caractérisation de la structure poreuse des bétons.....	6
I .2.1. Généralités.....	6
I .2.2. Description physique d'un matériau poreux	7
I.2.3. Porosité	7
I.2.4.Classification des pores	9
I.2.4.1. Micro pores.....	10
I.2.4.2. Méso pores	11
I.2.4.3.Macro pores :.....	11
I.2.4.4. Les bulles d'air	12
I.2.5. Connectivité	13
I.2.6.Degré de saturationµ	13
I.2.9.Teneur en eau	14
I.3. Paramètres influençant la structure poreuse du béton.....	15
I.3.1. Rapport E/C	15
I. 3.2.Influence de la durée de cure humide	17
I.3.3. Influence de type du ciment	18
I.3.4. Influence du degré de saturation.....	19
I.3.5. Influence de la température.....	19
I.4.Etude de la relation entre la porosité et la résistance en compression	20
I.5. Transport d'humidité dans les matériaux poreux	21
I.5.1Mécanismes de transport d'eau dans le béton :	22
I.51.1. Etats de l'eau dans le béton	22
I.5.2. Interaction eau/ matériau poreux	23
I.5.2.1. Propriété de capillarité d'un matériau poreux	23
I.6. Conclusion	24

CHAPITRE I I : Étude théorique sur la carbonatation du béton

II.1. Introduction.....	27
II.2.Durabilité du béton vis-à-vis de la carbonatation	27
II.3.La carbonatation du béton	28
II.3.1Généralités sur le dioxyde de carbone	28
II.3.2 Phénomène de carbonatation des matériaux cimentaires.....	29
II.3.2.1 Dioxyde de carbone	29
atmosphérique.....	
II.3.2.2 Réaction de carbonatation.....	30
II.4. Méthodes de caractérisation expérimentale de la carbonatation.....	33
II.4.1 Détection par pulvérisation à la phénolphthaléine.....	33
II.4.2.Analyse thermogravimétrique « ATG »	34
II.4.3. Microscopie électronique à balayage « MEB ».....	34
II.4.4.Gamma densimétrie.....	34
II.4.5. Diffraction des rayons X « DRX.....	35
II.4.6. Résonance magnétique nucléaire « RMN ».....	35
II.4.7.Dosage de CO₂ par volumétrie.....	35
II.5.Principaux paramètres influençant la carbonatation des bétons.....	35
II.5.1. Paramètres intrinsèques aux bétons.....	35
II.5.1.1.Rapport eau/ciment (E/C).....	35
II.5.1.2.Dosage en ciment	36
II.5.1.3. Type de ciment	36
II.5.1.4. Résistance à la compression	37
II.5.1.5.Perméabilité au gaz	37
II.5.1.6.Degré de saturation des pores en eau liquide.....	37
II.5.2. Paramètres extrinsèques aux bétons.....	38
II.5.2.1.Cure humide.....	38
II.5.2.2.Humidité relative	38
II.5.2.3.Concentration en CO₂	39
II.5.2.4.Température	39
II.5.2.5.Porosité	39
II.6.Principales conséquences de la carbonatation	40
II.6.1.Diminution du pH et amorçage de la corrosion	40
II.6.2. Modification de la porosité	41
II.6.3. Retrait de carbonatation	42

II.6.4. Modification des propriétés mécaniques.....	42
II.6.5. Modification des propriétés de transfert	43
II.7.Mécanisme de transport du gaz CO dans le réseau poreux du béton	43
II.8.Conclusion.....	44
CHAPITRE III :CARACTERISTIQUE DE GRANULAT ET LEUR INFLUENCE SUR LE BETON	
III.1. INTRODUCTION.....	46
III. 2-CARACTERISTIQUE DES GRANULATS.....	47
III. 2.1.Caractéristiques de fabrication.....	47
III. 2.1.1.1 Propreté des sables.....	47
III.3. Propreté superficielle des gravillons	51
III.3.1. Forme de granulats et coefficient d'aplatissement A.....	51
III.3.2. Granularité.....	51
III.4. Analyse granulométrique par tamisage.....	53
III.4.1. Module de finesse	55
III.5. Caractéristiques intrinsèques.....	56
III. 5. 1. Masses volumiques.....	56
III. 5. 1.1. La masse volumique apparente	56
III. 5. 1.2. La masse volumique absolue.....	57
III.6.Détermination de la teneur en eau par séchage en étuve ventilée	60
III. 7 INFLUENCE DES CARACTÉRISTIQUES GRANULAIRES SUR LES BETONS	61
III.7.1 État de Surface des Granulats.....	61
III. 7. 1. 1 Forme et texture des granulats.....	61
III. 7.1. 2 Propreté des granulats.....	61
III.7.1.3 Influence de G/S	62
III.7.2 Dimension Maximale « D ».....	63
III.7.3 Rapport Granulat –Ciment.....	64
III.7.4 Résistance des Granulats.....	64
III. 8. Los Angeles	66
III. 9. Essai de Résistance à l'Usure (Micro-Deval).....	69
III.10. CONCLUSION.....	72
DEUXIEME PARTIE: ETUDE EXPERIMENTALE	
CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX UTILISES ET FORMULATION DU BETON	
IV. 1 INTRODUCTION	75
IV. 2. Équivalent de sable « ES »:.....	75

IV. 3. Analyse granulométrique par tamisage	76
IV. 4. Module de finesse.....	78
	79
IV. 5. Masses volumiques.....	
IV. 5.1. Masse volumique apparente	79
IV. 5. 2. Masse volumique absolue	79
IV. 6. Détermination du coefficient d'absorption d'eau des granulats.....	80
IV.7. Détermination de la teneur en eau par séchage en étuve ventilée	81
	81
IV. 8. Los Angeles	
IV. 9. Essai de Résistance à l'Usure (Micro-Deval)	81
IV. 10. Présentation de la méthode (Dreux et Gorisse).....	81
IV. 11. CONCLUSION.....	87
CHAPITRE V: ESSAIS EXPERIMENTAUX, RESULTATS ET INTERPRETATION	
V.1- INTRODUCTION.....	89
V.2 FORMULATION ET DOSAGE DU BETON	89
V. 3. –CONFECTION ET CURE DES ÉPROUVETTES.....	90
V. 3.1. Moules pour éprouvettes	90
V. 3.2 Confection des éprouvettes	90
V. 3. 3. Conservation des éprouvettes	91
V. 4. - ESSAIS REALISES, RESULTATS ET INTERPRETATIONS	91
V. 4. 1. Essais sur béton frais.....	91
V. 4. 1. 1. Mesure de la consistance.....	91
V. 4. 1. 2. Masse volumique du béton frais	92
V. 4.2. Essais sur béton durci	92
V. 4. 2. 1. Masse volumique du béton durci	92
V. 4. 2. 2. Teneur en eau	93
V. 4. 2.3 Essais de résistance mécanique	95
V. 4. 2. 4. L'essai d'absorption d'eau par capillarité.....	97
V. 5. Essai de durabilité sur le béton.....	103
V. 6. Caractérisation mécanique des différents composites après les attaques chimiques.....	104
V. 7. Essai de carbonatation du béton.....	109
V. 8 -RECAPITULATIF ET DISCUSSION	111
CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS	112

LISTE DES TABLEAUX

Tableau N°	Titre	Page
Tableau I. 1	Définition des différents types de porosité d'un matériau	8
Tableau I.2	Classification des pores	9
Tableau I. 3	Tensions superficielles pour quelques interfaces	23
Tableau II . 1	Volume molaire de la calcite, de vaterite et de l'aragonite et de la Portlandite	41
Tableau II .2	Porosités obtenues par intrusion au mercure sur des mortiers de E/C=0,5	41
Tableau III. 1	Qualité du Sable en Fonction de le Valeur de l'ES	50
Tableau III . 2	Teneur en Fines (f) de le Fraction 0/4 mm	51
Tableau III .3	Valeurs Spécifiées de (PS) et (VB)	51
Tableau III .4	Valeurs Spécifiées Supérieures du Coefficient d'absorption d'eau	59
Tableau III -5	Influence Qualitative des Paramètres d'État de Surface sur la Facilité de Mise en œuvre du Béton et l'Adhérence Pâte – Granulat	62
Tableau III -6	Influence Qualitative des Paramètres d'État de Surface sur la Facilité de Mise en œuvre du Béton et l'Adhérence Pâte – Granulat	63
Tableau III -7	Mise en place de l'échantillon	68
Tableau III -8	Charge abrasive en fonction de la classe granulaire choisie	70
Tableau III -9	type des graviers selon le coefficient MD	72
Tableau (IV-1)	Équivalents de Sable	75
Tableau (IV-2)	La courbe fuseau gravier 3/8	80
Tableau (IV-3)	La masse volumique absolue et la masse volumique apparente de Gravier	80
Tableau (V-1)	Pourcentages massique des agrégats	90
Tableau (V-2)	Variation de l'affaissement et la teneur en eau en fonction de type de bét La différence des valeurs des résultats de résistance à la compression	93
Tableau (V-3)	La différence des valeurs des résultats de résistance à la compression.....	96
Tableau (V-4)	Absorptivité d'eau (S) obtenue pour les différents âges des cures BSS.....	101
Tableau (V-5)	Absorptivité d'eau (S) obtenue pour les différents âges des cures BSS.....	101
Tableau (V-6)	Absorptivité d'eau (S) en fonction de type du béton(Cure 28 j).....	102
Tableau (V-7)	Profondeur de carbonatation en fonction de type du béton Cure.....	109
Tableau (V-8)	Profondeur de carbonatation et absorptivité d'eau en fonction de type du béton Cure	110
Tableau (V-9)	Récapitulatif des résultats des différents bétons.....	111

LISTE DES FIGURES

Figure N°	Titre	Page
Figure I-1	Schématisation macroscopique d'un matériau poreux dans un état hydrique	07
Figure I-2	Différents types de porosité d'un matériau poreux d'après	08
Figure I-3	Échelle des différentes gammes de pores dans un mortier	09
Figure I-4	Modèle de Feldman et Sereda, revu par Sierra	10
Figure I-5	Schéma de la zone de transition interfaciale d'après Van	11
Figure I-6	Schéma des différentes formes de porosité dans la pâte de ciment durcie donnée	12
Figure I-7	Classification des pores selon différents auteurs	12
Figure I-8	Influence du degré d'inter-connectivité sur la perméabilité de la pâte	13
Figure I-9	Modèles idéalisés du mouvement de l'eau et des ions dans les pores du béton	14
Figure I-10	Influence du rapport E/C sur l'évolution porosimétrique de pâtes de ciment Portland âgées de 28 jours	15
Figure I-11	Interconnexion du réseau des pores capillaires	16
Figure I-12	Influence du rapport E/C et du degré d'hydratation sur la continuité des pores capillaires	17
Figure I-13	Evolution de la porosité capillaire en fonction de la durée de la cure	18
Figure I-14	les distributions de la taille des pores d'un CEM I et d'un CEM II aux calcaires de même classe de résistance sont analogues, d'après	19
Figure I-15	Confrontation résultats expérimentaux et modèles de la relation porosité-résistance en compression des bétons selon Kumar	20
Figure I -16	Différentes formes d'eau dans le béton	22
Figure I - 17	Représentation schématique des forces appliquées de part et d'autre d'un ménisque dans capillaire	24
Figure II-1	Exemples de corrosion par carbonatation	28
Figure II-2	Le cycle de CO₂	29
Figure II-3	Augmentation de la concentration du CO₂ dans l'atmosphère à l'échelle mondiale	29
Figure II-4	Formes sous lesquelles le dioxyde de carbone est dissous d'après Valsaraj	30
Figure II-5	Schéma de la carbonatation de la matrice cimentaire	32
Figure II-6	Mesure expérimentale de la profondeur de carbonatation	33
Figure II-7	Variation de la carbonatation en fonction du dosage en ciment pour une cure de 3 jours	36
Figure II-8	Profondeur carbonatée à un an en fonction du dosage en ciment pour toutes les durées de cure	37

Figure II -9	Influence de l'humidité relative sur la profondeur de carbonatation pour des bétons confectionnés avec des rapports E/C de 0.6 (courbe1) et 0.8 (courbe 2) et conservés 16 ans à 20°C D'après	38
Figure II - 10	Profondeurs moyennes de carbonatation accélérée des bétons mesurées après 14 jours dans l'enceinte en fonction de leurs porosités accessibles à l'eau mesurées à l'âge de 28 jours	39
Figure II – 11	Diagramme de Tutti modifié : (1) dé passivation des armatures, (2) apparition des fissures, (3) éclatement du béton en parement et(4) ruine	40
Figure III-1	Détermination de l'équivalent de sable	48
Figure III -2	Dimensions d'un Grain de Granulat	52
Figure III -3	Analyse granulométrique par tamisage	54
Figure III -4	La masse volumique apparente	56
Figure III -5	La masse volumique absolue	57
Figure III -6	Détermination du coefficient d'absorption	59
Figure III -7	Détermination la teneur en eau	61
Figure IV-8	Influence du Rapport G/C sur la Résistance du Béton	64
Figure III -9	Los Angeles	67
FigureIII -10	Los Angeles après l'essai	68
FigureIII -11	Machine (Micro-Deval)	70
Figure III -12	l'Usure (Micro-Deval)	71
Figure IV-2	La courbe fuseau gravier 8/15	76
Figure IV- 3	Courbe du granulat sable sidi-Slimane (TOUGGOURT	77
Figure IV - 4	Courbe du granulat sable djamaa	77
Figure IV - 5	Courbe Granulométrique du sable sidi-Slimane E(TOUGGOURT) et gravier Ain Atouta	78
Figure IV - 6	Courbe Granulométrique du sable Djamaa et gravier Ain Atouta	79
Figure IV -7	Courbe optimale type selon la méthode Dreux-Gorisse	83
Figure IV- 8	La courbe granulaire OAB du sable sidi-Slimane (TOUGGOURT) et gravier Ain Atout	84
Figure IV-09	La courbe granulaire OAB du sable Djamaa et gravier Ain Atouta	84
Figure V-1	Essai d'affaissement au cône d'Abrams	92
Figure V-2	Variation de l'affaissement en fonction de type de bét	94

Figure V-3	Variation de teneur en eau en fonction de type de béton.	94
Figure V-4	Evolution de la résistance à la compression conservé dans l'air libre	95
Figure V-5	Evolution de la résistance à la compression conservé dans l'eau	96
Figure V-6	Dispositif expérimental de l'essai d'absorption capillaire	98
Figure V-7	Absorption d'eau par capillaire pour béton sable sidi-sliman en fonction de temps	99
Figure V-8	Absorption d'eau par capillaire pour béton sable sidi-sliman en fonction de racine carrée de temps	99
Figure V-9	Absorption d'eau par capillaire pour béton sable djamaa en fonction de temps	100
Figure V-10	Absorption d'eau par capillaire pour béton sable djamaa en fonction de racine carrée de temps	100
Figure V-11	Comparaison absorption d'eau par capillaire pour types du béton en fonction de temps (Cure 28 j).....	102
Figure V-12	Comparaison absorption d'eau par capillaire pour types des béton en fonction de racine carrée de temps (Cure 28 j).....	102
Figure V -13	préparation des éprouvettes pour la pesé	104
Figure V -14	cure des éprouvettes sous l'eau agressif	104
Figure V -15	Conservation des éprouvettes exposées à sous l'eau.....	104
Figure V -16	Résistance à la compression à 28 jours des différents types du béton dans différents cures.....	105
Figure V -17	Résistance à la compression à jours des différents types du béton dans l'eau	105
Figure V -18	Résistance à la compression à jours des différents types du béton dans l'air	106
Figure V -19	Résistance à la compression à jours des différents types du béton dans l'eau agressif	106
Figure V -20	Etat des éprouvettes aux différents types des bétons après leur immersion dans l'eau aggressive	108
Figure V -21	Etat des éprouvettes aux différents types des bétons après leur immersion dans l'eau	108

LISTE DES PHOTOS

Figure V -22	solution de phenolphthalene	109
Figure V -23	Etat des éprouvettes aux différents types du bétons après pulvérisant une solution phenolphthalene.....	109
Figure V -24	Profondeur de carbonatation à la compression à jours des différents types du béton dans l'eau agressif	110
Figure V 25	: Profondeur de carbonatation à la compression à jours des différents types du béton dans l'eau agressif	110

ملخص :

إن لعمق الكربنة للخرسانة ومدى امتصاصها للماء (المسامية) يلعب دورا هاما وكبيراً لديمومة الخرسانة وبالتالي مدة حياة كبيرة للبنية لذي تطرقنا في هذه الدراسة لتأثير الوسط العدواني على الخرسانة العادية باستعمال نوعين من الرمل المتواجد في منطقنا و هو رمل محجرة جامعة (ولاية الوادي) و رمل محجرة سيدي سليمان (ولاية تفرت).

وقمنا بمقارنة امتصاص الخرسانة للماء عن طريق الخاصية الشعرية بما أن المنطقة معروفة بظاهرة صعود المياه و كذلك مدى تأثر الخرسانة بالوسط العدواني و قياس عمق الكربنة و تأثير هذين العاملين على مقاومة الخرسانة للضغط

وفي هذا الصدد قمنا بإجراء التجارب سابقة الذكر باستعمال :

قوالب إسطوانية (16 × 32) : 72 وحدة

قوالب مكعبة (10 × 10 × 10) : 114 وحدة

ولقد أظهرت النتائج المتحصل عليها ان الخرسانة المصنوعة من رمل جامعة تعطي نتائج افضل من الخرسانة المصنوعة من رمل سيدي سليمان

الكلمات المفتاحية : رمل سيدي سليمان ، رمل جامعة ، الوسط العدواني ، امتصاص الخرسانة للماء

ABSTRACT :

The depth of carbonation of concrete and the extent to which it absorbs water (porosity) plays an important and significant role for the durability of concrete and therefore a long life span for the building, which we discussed in this study the effect of the aggressive medium on ordinary concrete using two types of sand available in our region, which is sand from djamaa (wilaya de elouad) and sand Sidi Suleiman quarry (Wilaya de Touggourt).

We compared the water absorption of concrete by the capillary property since the area is known for the phenomenon of rising water, as well as the extent to which concrete is affected by the aggressive medium, the depth of carbonation, and the effect of these two factors on concrete resistance to pressure.

In this regard, we conducted the above-mentioned experiments using

Cylindrical molds (16 x 32): 72 units

Cubic molds (10 x 10 x 10): 114 units

The results obtained showed that concrete based on Djamaa sand gives better results than that of Sidi Slimane

Key words: Sable Sidi Slimane sand, Djamaa sand, aggressive medium, concrete water absorption

Résumé :

La profondeur de carbonatation du béton et l'étendue de son absorption d'eau (porosité) joue un rôle important et significatif pour la durabilité du béton et donc une longue durée de vie du bâtiment, dont nous avons discuté dans cette étude l'effet du milieu agressif sur du béton ordinaire utilisant deux types de sable disponibles dans notre région, qui est le sable de la carrière djamaa (wilaya de elouad) et le sable de la carrière de Sidi Slimane (wilaya de Tougourt).

Nous avons comparé l'absorption d'eau du béton par la propriété capillaire, puisque la zone est connue pour le phénomène de montée d'eau, ainsi que la mesure dans laquelle le béton est affecté par le milieu agressif, la profondeur de carbonatation, et l'effet de ces deux facteurs sur la résistance du béton à la pression.

À cet égard, nous avons mené les expériences mentionnées ci-dessus en utilisant Moules cylindriques (16 x 32) : 72 unités

Moules cubes (10 x 10 x 10) : 114 unités

Les résultats obtenus ont montré que le béton à base de sable de djamaa donne de meilleurs résultats que celui de Sidi Slimane

Mots clés : Sable de Sidi Slimane, sable Djamaa , milieu agressif , absorption d'eau du béton

INTRODUCTION

GENERALE

INTRODUCTION GENERALE:

Ces dernières années, un certain nombre de constructions laissent apparaître des dégradations plus ou moins prononcées et voient leur durée de vie limitée. Il est important de souligner donc que la durabilité de telles structures soit conditionnée par le béton qui protège physiquement et chimiquement l'acier de la corrosion. Le béton d'enrobage, crée aux aciers une double protection contre la corrosion. En premier lieu, il agit comme une barrière physique qui limite la pénétration d'agents agressifs et l'accès de l'oxygène jusqu'à l'armature. Ensuite, grâce à la composition de la solution interstitielle et à son pH élevé, le béton offre une protection chimique contre la corrosion.

Cependant, la porosité ouverte du béton est à l'origine de la diminution de sa capacité à isoler l'acier des substances agressives du milieu extérieur. Le milieu agressif le plus usuel que nous pourrions citer est l'air ambiant qui agit d'une façon néfaste sur la durabilité des structures par la présence du gaz carbonique CO_2 qu'il contient. C'est en fait, l'évolution de la phase aqueuse Interstitielle dont le pH diminue à la suite de la transformation des composés hydratés du ciment, qui n'offre plus de protection à l'acier. Il s'agit principalement de la réaction de carbonatation due au CO_2 contenu dans l'air qui est impliqué dans ce processus

Le choix de formulation de béton et la conception des ouvrages doivent désormais prendre en compte la durée de vie escomptée pour l'ouvrage, qui peut être très variable suivant le type de structure à construire, l'environnement considéré et naturellement le type de sollicitations que devra subir l'ouvrage

Les problèmes de dégradation et de vieillissement des matériaux de construction sont étroitement liés à la facilité de migration de l'humidité en phase liquide ou gazeuse au sein de la structure poreuse de ces matériaux. L'eau est non seulement le vecteur principal de transport d'agents agressifs, mais également elle crée les conditions favorables pour l'accomplissement des réactions physicochimiques dans les matériaux de construction

Cependant, il est indispensable de pouvoir caractériser de façon précise et complète la microstructure des matériaux de construction, et en particulier leur structure poreuse dans la mesure où celle-ci conditionne non seulement les propriétés mécaniques et thermiques, mais également celles liées à leur durabilité. Par ailleurs, la porosité interconnectée joue un rôle très important dans le processus de transfert d'humidité, et la réalisation par exemple d'un béton devant résister à l'action d'agents agressifs passe en premier par la caractérisation du réseau poreux. Cependant, d'un point de vue pratique la zone de béton essentielle est celle qui correspond à l'épaisseur d'enrobage des armatures ou zone du béton de peau. C'est de la

durabilité de cette faible épaisseur que dépendra généralement la durée vie d'un ouvrage ou d'une partie d'ouvrage. Il est donc nécessaire de se procurer un moyen fiable et rapide pour évaluer la porosité capillaire de cette zone

Ce travail a pour objectif, la contribution à la caractérisation de la porosité ouverte de la zone d'enrobage du béton en utilisant l'essai d'absorption capillaire et d'établir les liens existant entre l'absorption initiale, la résistance mécanique et la profondeur de la zone de carbonatation. Cette étude est étendue pour mettre en évidence les effets de la cure sur les caractéristiques capillaires d'un béton ainsi que de prévoir le comportement du béton de peau vis-à-vis de la carbonatation. Afin d'étudier l'influence du rapport Eau/Ciment, type de ciment et le mode de cure sur les caractéristiques capillaires, mécaniques et sur la carbonatation, huit types de bétons d'ouvrabilités similaires ont été élaborés en faisant varier le rapport E/C. Ces échantillons ont subis deux modes de cures : à l'air libre (béton témoin), et dans l'eau pendant 7, 14, 28 et 60 jours. Ce travail de mémoire est organisé en cinq chapitres :

Le premier chapitre est consacré à une recherche bibliographique au transport d'humidité dans les matériaux poreux de génie civil.

Le deuxième chapitre est une deuxième étude théorique sur la carbonatation du béton. La carbonatation des différents hydrates, les paramètres influençant la carbonatation ainsi que les conséquences de la carbonatation sur les matériaux cimentaires

Le troisième chapitre est présente une caractéristique des granulats utilisés et leur influence sur le béton.

Le quatrième chapitre est consacré aux caractéristiques des matériaux utilisés et formulation du béton.

Le cinquième chapitre est consacré aux descriptions des essais mécaniques, d'absorption d'eau par capillaire et de carbonatation résultats expérimentaux et interprétation en mettant en évidence de mode de cure sur les caractéristiques physicomécaniques, d'absorption capillaires et sur l'avancement du front de carbonatation. Sur la base des résultats expérimentaux, une tentative de modélisation de la résistance à la compression à 60 jours et de la profondeur de carbonatation en fonction de l'absorption initiale a été entamée dans ce chapitre. Une relation théorique entre la profondeur de carbonatation et la résistance à la compression à 28 jours a été également établie dans cette étude

Enfin, une conclusion générale qui résume les principaux résultats et recommandations.

PREMIÈRE PARTIE
RECHERCHE
BIBLIOGRAPHIQUE

CHAPITRE I

**Recherche Bibliographique
sur le Transport d'humidité
dans le Béton**

I 1. Introduction

Ce chapitre présente un état de l'art sur les transferts hydriques dans les matériaux poreux partiellement saturés. Dans un premier temps, nous présentons le béton comme étant un matériau poreux, les principales grandeurs définissant le milieu poreux, les principales techniques de caractérisation texturale des matériaux poreux, les paramètres influençant sur la structure poreuse du béton et étude de la relation entre la porosité la résistance à la compression. De plus, une étude théorique sur le transport d'humidité dans les matériaux poreux, ainsi qu'une description des mécanismes du transport liquide et gazeux mis en jeu lors des transferts hydriques. Dans un second temps, nous présentons, la déformabilité du béton.

I .2. Définitions et caractérisation de la structure poreuse des bétons

I .2.1. Généralités

Le béton, sous sa forme générale, est constitué d'une matrice (pâte de ciment) qui relie les granulats entre eux (sable, graviers). Cette pâte résulte de l'hydratation du liant utilisé, le ciment Portland anhydre étant le plus utilisé. Ce dernier est composé de clinker, de gypse et d'ajouts éventuels (fillers, laitiers, cendres volantes...). Les Compositions minéralogiques principales d'un clinker de ciment Portland, d'après **Taylor** [1], sont les suivants:

- silicate bicalcique (60 à 65 %) : **C S** (= 2 CaO, SiO),
- silicate tricalcique (20 à 25 %) : **C S** (= 3 CaO, SiO),
- aluminat tricalcique (8 à 12 %) : **C A** (= 3 CaO, Al O),
- alumino-ferrite tétracalcique (8 à 10 %) : **C AF** (= 4 CaO, Al O , Fe O).

Lorsqu'on ajoute de l'eau au ciment Portland anhydre, une réaction d'hydratation se déclenche entre eux, entraînant la formation et le développement autour des granulats de divers composés hydratés. Les proportions de chacun des constituant varient avec celles des matières utilisées pour la fabrication du clinker. Les principaux composés obtenus sont :

- les silicates de calcium hydratés (50 à 70 %) : **C-S-H**,
- la portlandite (25 à 27 %) : **CaOH** .
- les aluminates de calcium et sulfo-aluminates de calcium (ettringite) (7 à 10 %).

Ces divers composés hydratés ont des formes extrêmement variables, par exemple la structure colloïdale des composés de la phase **C-S-H** (appelé « gel » C-S-H) ou encore la forme hexagonale (plaquettes) des cristaux de portlandite **CaOH** .

Rappelons que les réactions d'hydratation des constituants du ciment Portland sont exothermiques, avec des vitesses d'hydratation de chaque constituant différentes. Au cours du temps, les produits d'hydratation se forment en diminuant la porosité initiale.

I .2.2. Description physique d'un matériau poreux

D'un point de vue général, un matériau poreux de type béton ou roche, à l'état "naturel", est un milieu hétérogène tri-phasique constitué d'une phase solide (matrice) supposée indéformable et de deux phases fluides en équilibre thermodynamique: une phase liquide (eau) et une phase gazeuse (air+vapeur d'eau) assimilée à un gaz parfait (Figure I.1). La température de ces deux phases est supposée dans tous les cas supérieure à 0°C et inférieure à 100 °C afin d'écarter les états extrêmes de gel et d'ébullition de l'eau.

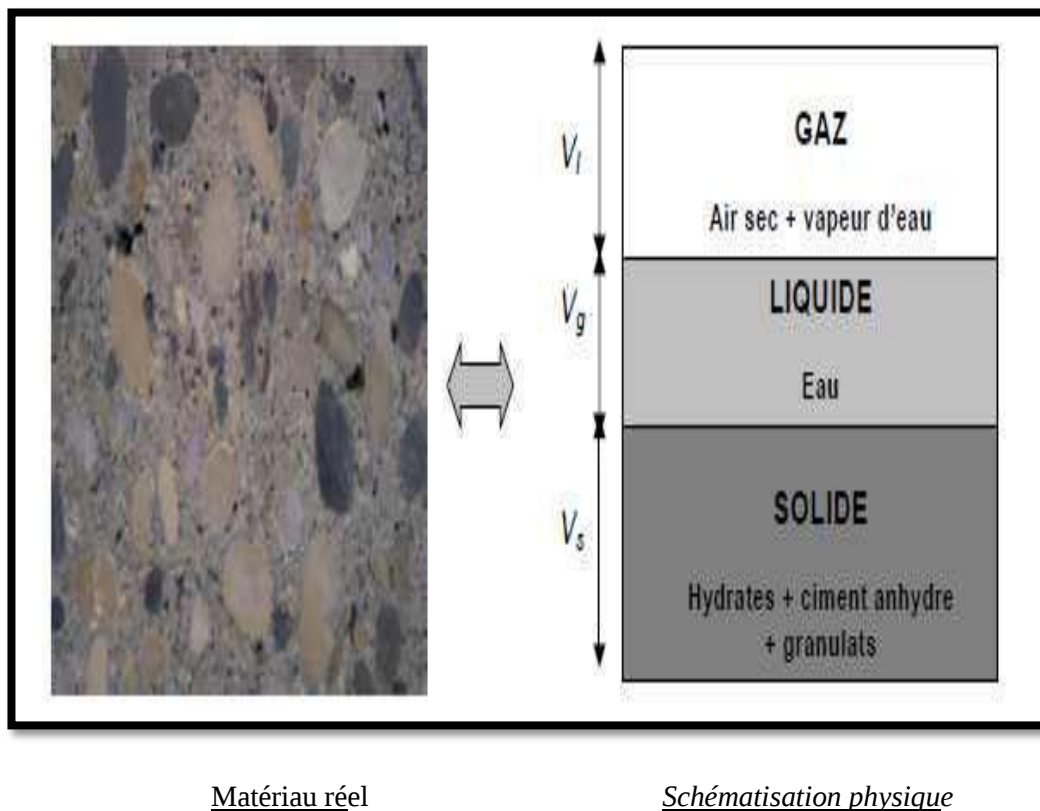


Figure I .1. : Schématisation macroscopique d'un matériau poreux dans un état hydrique avec :

V_g , V_l , V_s sont respectivement le volume de la phase gazeuse, liquide et solide (m³)

$V_v = V_g + V_l$: volume des vides (m³)

1.2.3. Porosité

La pâte de ciment durcie contient des différents types de vides. Le réseau poreux du béton est plus ou moins continu. La porosité est la fraction volumique ε_i d'une phase i d'un milieu formé de n phases est égale au rapport du volume occupé par la phase i au volume total $V = V_v + V_s$, la somme des ε_i est donc égale à l'unité. Elle est notée ε_0 , et est donnée par :

$$\varepsilon = \frac{V_v}{V} = \frac{V_l + V_g}{V} = \frac{V - V_s}{V} \quad (1.1)$$

Cette porosité est divisée en deux types en fonction de sa position par rapport au milieu extérieur (Tableau I.1 et Figure I.1), la porosité fermée correspondant à l'ensemble des pores ou cellules fermées, et la porosité utile ou accessible. La première joue un rôle important vis-à-vis des propriétés mécaniques et thermiques mais n'est pas concernée par les phénomènes de diffusion ou d'écoulement. La deuxième, est la porosité utile ou accessible, elle joue un rôle important dans le processus de transport d'humidité et conditionne la durabilité du matériau. On définit la porosité utile ou accessible par :

$$\varepsilon = \frac{V_u}{V} \quad (\text{I.1})$$

où V_u est le volume des pores ouverts (volume utile ou accessible).

Tableau I. 1.: Définition des différents types de porosité d'un matériau

Porosité	Définition
totale	Ensemble des vides fermés et ouvertes
Résiduelle	Ensemble des vides fermés
Accessible	Ensemble des vides ouvertes
Libre	Partie de la porosité accessible ou les fluides peuvent librement circuler
Piégée	Partie de la porosité accessible ne permettant pas la récupération des fluides
Primaire	Ensemble des vides présentes dès la mise en place du matériau (air occlus)
Secondaire	Ensemble des vides fermés après la mise en place du matériau

Les vides fermés n'interviennent pas dans les propriétés de transfert, nous ne nous intéresserons dans cette étude qu'aux vides ouvertes. La porosité primaire se forme au moment de la mise en place de la pâte, ce sont des vides quasi-sphériques dus à l'air occlus, c'est-à-dire l'air entrant dans la pâte au moment du malaxage. La porosité secondaire se forme lors de la déshydratation du matériau, avec l'évaporation de l'eau interstitielle l'apparition de fissures [1].

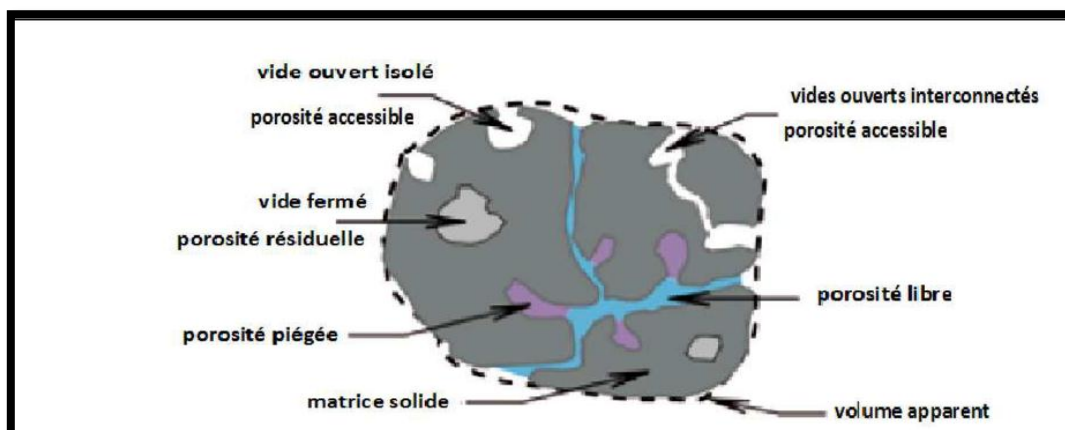


Figure I. 2.: Différents types de porosité d'un matériau poreux d'après (J.P. Ollivier et Vicot [2]).

I.2.4. Classification des pores :

Plusieurs chercheurs rapportent différentes classifications de la structure poreuse du béton et de l'eau qu'elle contient (**Mehta**, 1986; **Baroghel-Bouny**, 1994; **Marchand et Pigeon**, 1996; **Maltais et coll**, 1997; **Mindess et coll**, 2003; **Maltais**, 2006; **Delmas**, 2006) [4-10]. Le tableau 1.2 présente ces caractéristiques en fonction de la classification proposée par l'union internationale de la chimie pure et appliquée. Cette classification est basée sur le diamètre des pores [03].

Tableau I.2: Classification des pores.

Identification	Diamètre moyen	Caractéristiques du Pore	Caractéristiques de l'eau
Micro pores	< 2nm	Font partie intégrante des C-S-H	Eau très fortement absorbée
Méso pores	2 nm à 50 nm	Pores capillaires	Eau soumise à des tensions de surface
Macro pores	50 nm à 10 μ m	Pores capillaires	Eau libre
Bulles d'aire	> 10 μ m	----	Eau libre

La figure I.3 présentée les différentes gammes de pores dans un mortier et les différentes techniques de mesures utilisées dans le but de caractériser le réseau poreux d'après **Delmas**, 2006 et **Baroghel-Bouny**,1994 [2,10].

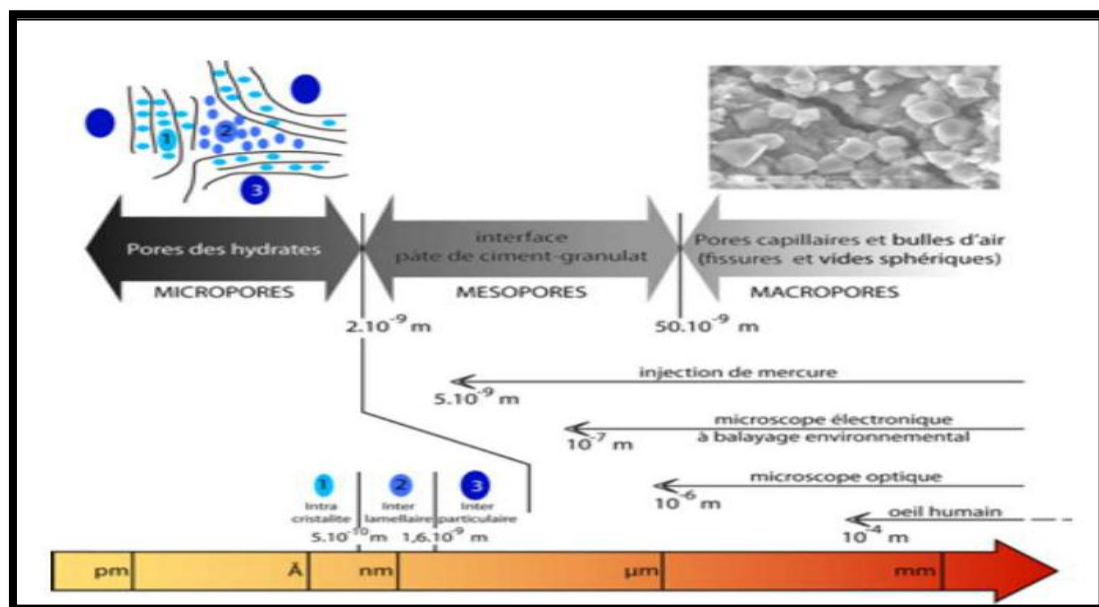


Figure I.3: Échelle des différentes gammes de pores dans un mortier [2,10].

La structure poreuse de la pâte de ciment hydratée et du béton durcis peut être caractérisée par deux paramètres accessibles à la mesure. Il s'agit de la porosité (porosité volumique totale, rayon de pore et la distribution de la taille des pores) et de la surface spécifique.

I.2.4.1. Micro pores :

La première porosité, dite porosité nanométrique, est due à la porosité intrinsèque de certains hydrates et en particulier les **C-S-H** qui ont une structure lamellaire, les gels de **C-S-H** sont modélisés par une structure en feuillets.

Trois types de porosité leur sont associés (Figure 1.3 et Figure 1.4):

- Les pores intra cristallites (espaces inter-feuillets) situés à l'intérieur des particules de gel C-S-H ($r < 0,6 \text{ nm}$);
- Les pores inter cristallites (espaces inter lamellaires) situés entre les lamelles de gel C-S-H ($0,6 < r < 1,6 \text{ nm}$);
- Les pores inter-particulaires ($1,6 < r < 2 \text{ nm}$)

L'ordre de grandeur de ces pores est de 0,1 à 2 nm. A cette échelle, les effets surfaciques tels la pression capillaire ou l'absorption dans les pores sont prépondérants devant les phénomènes de transport tels que le transport diffusif.

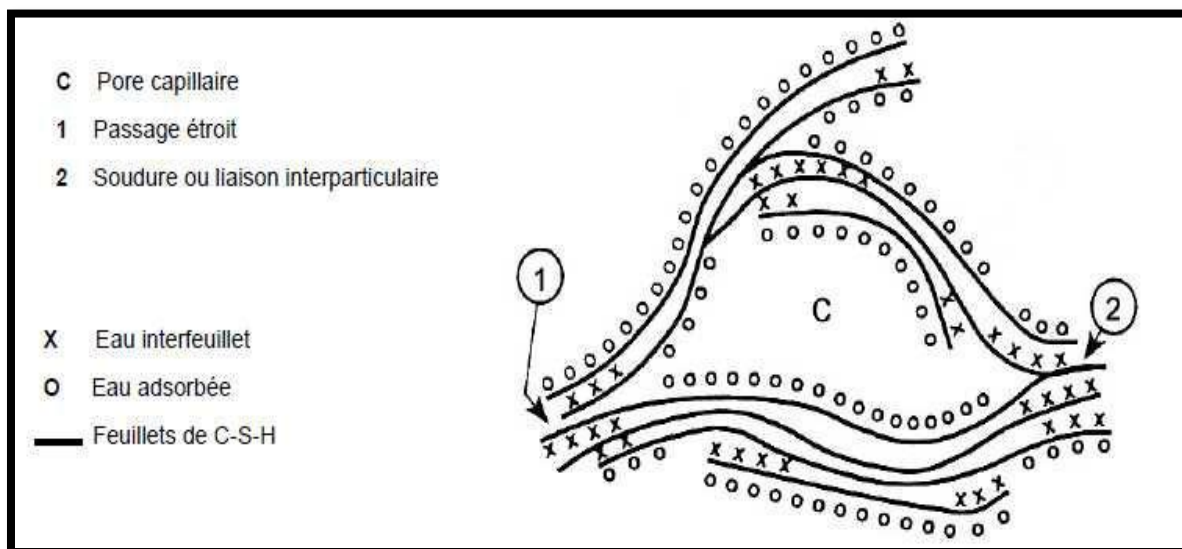


Figure I.4 : Modèle de Feldman et Sereda, revu par Sierra 1982 [04].

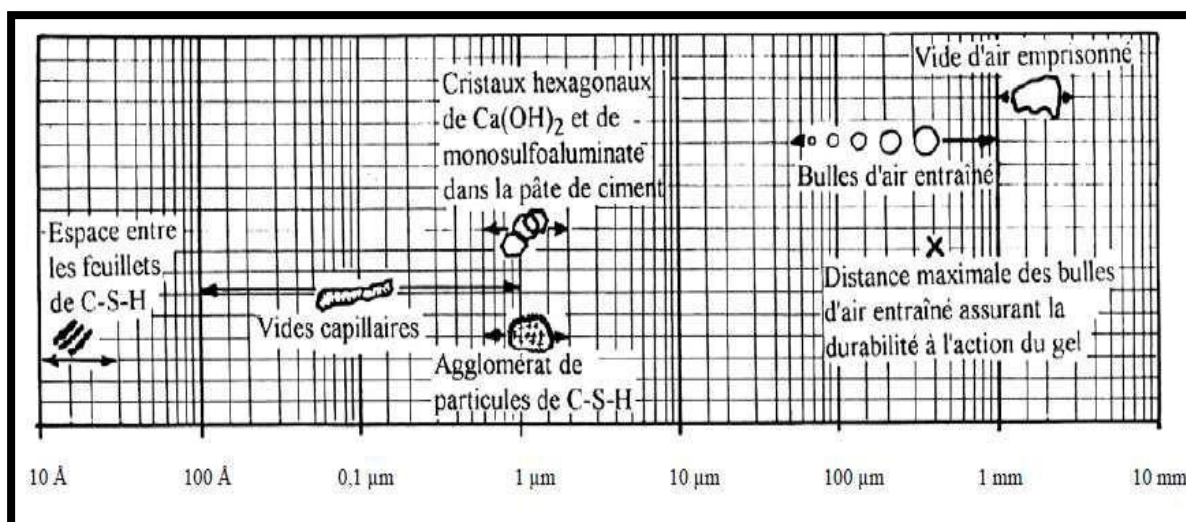


Figure I.6: Schéma des différentes formes de porosité dans la pâte de ciment durcie donnée par (Mehta, 1986 [08]).

I.2.4.4. Les bulles d'air :

Pour la description de l'espace poral du béton, il convient d'ajouter les pores vides qui sont due aux inclusions d'air occlus créés pendant le malaxage ou l'air entraîné par les adjuvants (entraîneur d'air). Ils sont détectables par microscopie optique, et parfois à l'œil nu. Les pores vides ont une dimension moyenne de 100 µm mais pouvant être plus larges (jusqu'à quelques mm). En principe, les pores vides sont peu importants au regard des transferts hydriques, puisqu'ils ne peuvent pas se saturer d'eau. Cependant, en combinaison avec les fissures, ils peuvent tout de même rendre le matériau plus vulnérable aux attaques chimiques de l'environnement et à la diffusion des gaz (comme le CO₂ notamment).

La figure I.7 représentée classification des pores selon différents chercheurs [09].

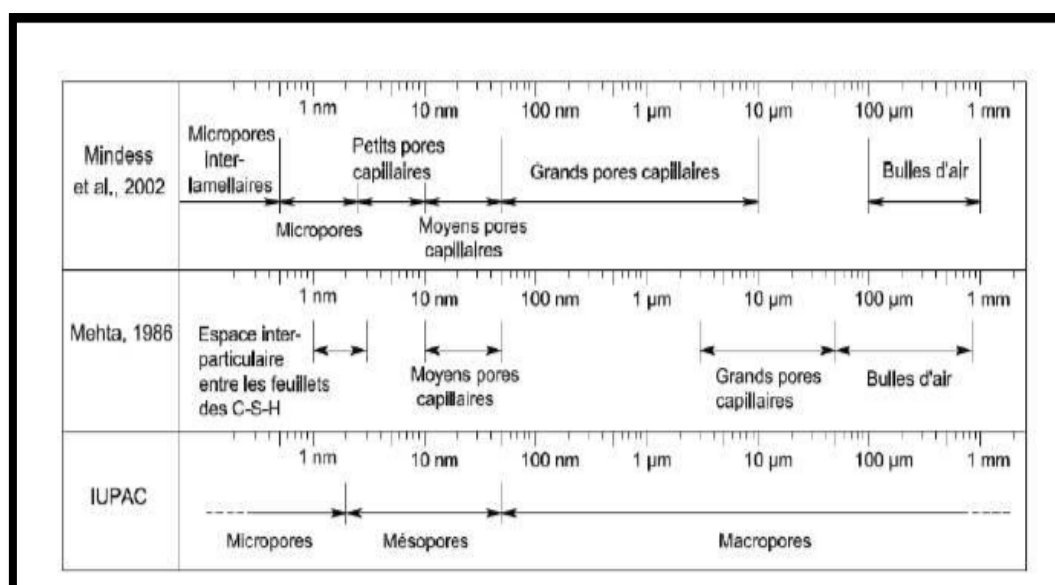


Figure I.7: Classification des pores selon différents auteurs[09].

I.2.5. Connectivité :

La connectivité est un paramètre topologique qui mesure le degré d'interconnexion d'un milieu poreux, en général, il est préférable que le réseau de pores capillaires soit constitué de pores les plus petits possibles car le degré d'interconnexion y est plus faible [10]. Pour un E/C plus faible, la porosité capillaire est en fait constituée d'un réseau de pores plus fin et plus discontinue [11]. La perméabilité de la pâte s'en trouve alors considérablement diminuée car il y a moins de chemins préférentiels pour le passage des liquides, des gaz ou des ions potentiellement agressifs (figure I.8).

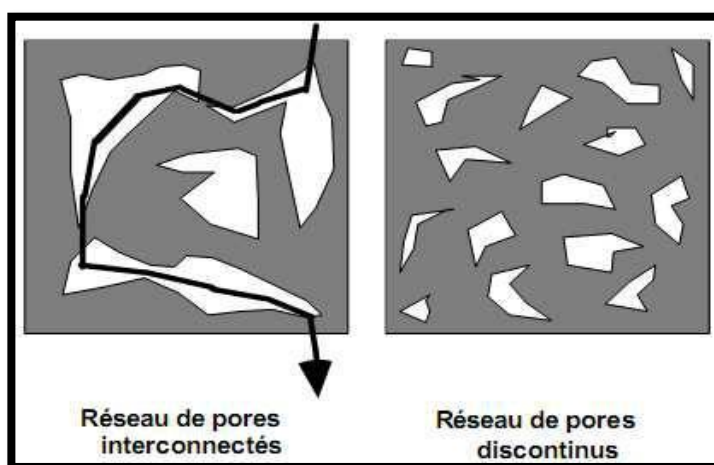


Figure I.8 : Influence du degré d'inter-connectivité sur la perméabilité de la pâte [12].

Remarquons qu'un pore isolé, mais qui se connecte par exemple par microfissuration aux pores interconnectés, peut désormais participer aux écoulements à travers le matériau. On a alors une connectivité qui augmente par fissuration

I.2.6. Degré de saturation :

Le degré de saturation du réseau de pores capillaire exerce une grande influence sur les perméabilités du béton (Fig. I.9):

- Un réseau de pores capillaires faiblement saturé (stades a, b et c) facilite le passage des gaz par diffusion en phase gazeuse. (Diffusion de vapeur, O_2 ou CO_2). L'écoulement de la phase liquide et la diffusion ionique sont très lents
- Plus le degré de saturation du réseau de pores s'accroît, plus le passage des gaz est difficile car, en certains endroits, la diffusion doit se faire à travers la phase liquide. Un réseau de pores fortement saturé (stade e) devient pratiquement imperméable aux gaz
- Dans les réseaux de pores fortement saturés (stades f et g) l'écoulement de la phase liquide (eau) devient beaucoup plus facile et la diffusion des ions en solution est beaucoup plus rapide en raison de la grande disponibilité de la phase liquide

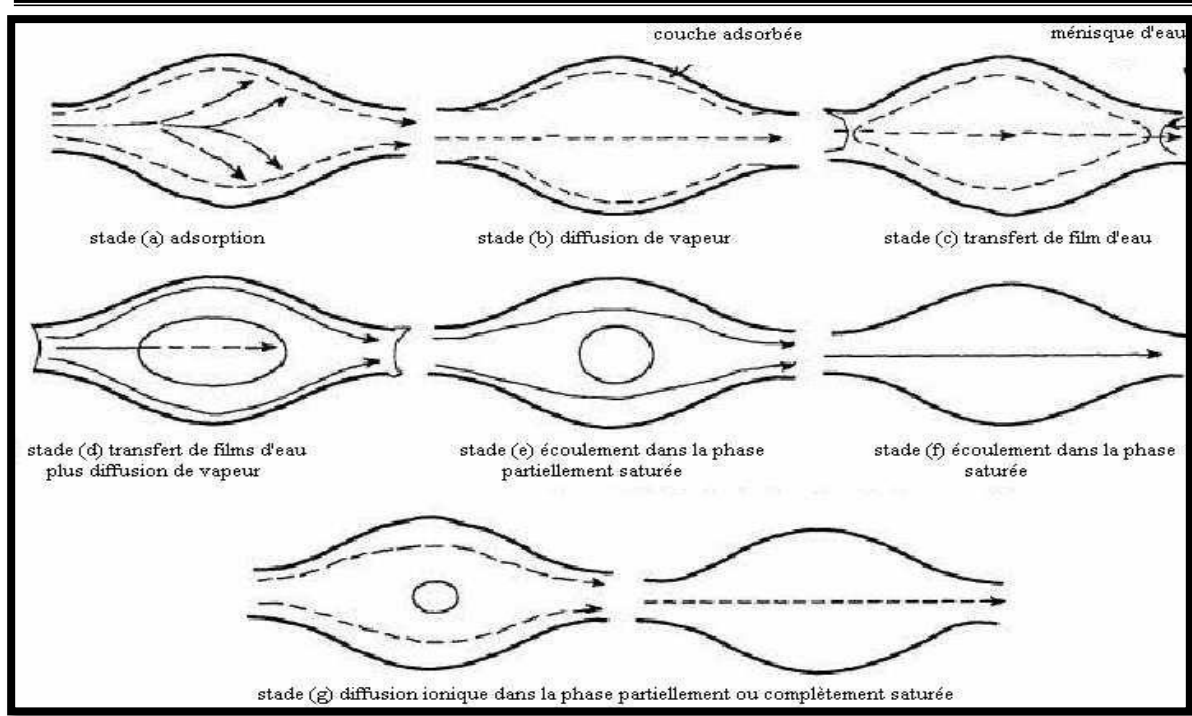


Figure I.9 : Modèles idéalisés du mouvement de l'eau et des ions dans les pores du béton [13]

I.2.8.Masse volumique apparente sèche :

Elle est définie comme le rapport de la masse du solide au volume total apparent, soit:

$$\rho_{app} = \frac{\rho_s V_s}{V} \quad [\text{kg/m}^3] \quad (I.2)$$

I.2.9.Teneur en eau :

Massique ou pondérale : $\omega = \frac{\text{masse d'eau}}{\text{masse de solide}} = \frac{M_T - \rho_s V_s}{\rho_s V_s} \quad (I.3)$

Volumique : $\theta = \frac{\text{Volume d'eau liquide}}{\text{volume apparent}} = \omega \frac{\rho_{app}}{\rho_l} \quad (I.4)$

Expérimentalement, la détermination de la teneur en eau suppose le plus souvent de définir un état sec de référence qui possède un caractère purement conventionnel. Dans ce cadre, les relations (1.4) et (1.5) sont généralement substituées par les définitions suivantes :

$$\rho_{app} = \frac{\text{masse seche}}{\text{Volume apparent}} \quad [\text{kg/m}^3] \quad (I.5)$$

$$\omega = \frac{\text{masse humide} - \text{masse seche}}{\text{masse seche}} \quad [\text{kg/kg}] \quad (I.6)$$

La phase gazeuse peut être caractérisée par sa teneur volumique ($\varepsilon - \theta$), sa pression (généralement considérée comme égale à la pression atmosphérique) et un paramètre définissant la teneur en vapeur d'eau qu'elle contient. Ce dernier pourra être, par exemple:

▪ **La pression partielle de vapeur d'eau :**

$$P_v = \phi P_{vs}(T) \quad [\text{Pa}] \quad (\text{I.7})$$

où ϕ est l'humidité relative du milieu et P_{vs} la pression de vapeur à saturation température T considérée

▪ **La masse volumique de la vapeur d'eau :**

$$\rho_v = \frac{M}{RT} P_v = \frac{M}{RT} \phi P_{vs}(T) \quad (\text{I.8})$$

M la masse molaire de la vapeur d'eau ($= 18.10^{-3} \text{ Kg/mole}$) ; R la constante de gaz parfait ($= 8.3143 \text{ J.mole}^{-1} \text{ K}^{-1}$) ; T Température (K).

I.3. Paramètres influençant la structure poreuse du béton :

I.3.1. Rapport E/C :

Le rapport E/C a une importance considérable sur l'interconnexion du réseau poreux. De nombreuses recherches ont été menées pour déterminer l'influence du rapport E/C sur la structure poreuse du béton.

D'après **MEHTA P.K., MANMOHAN D [14]** la figure 1.12 présente l'influence de rapport E/C sur la structure porosimétrique à l'âge de 28 j ours, les pores capillaires de dimension supérieure à 100 nm ne subsistent plus que dans les pâtes gâchées avec des rapports E/C supérieurs à 0,50

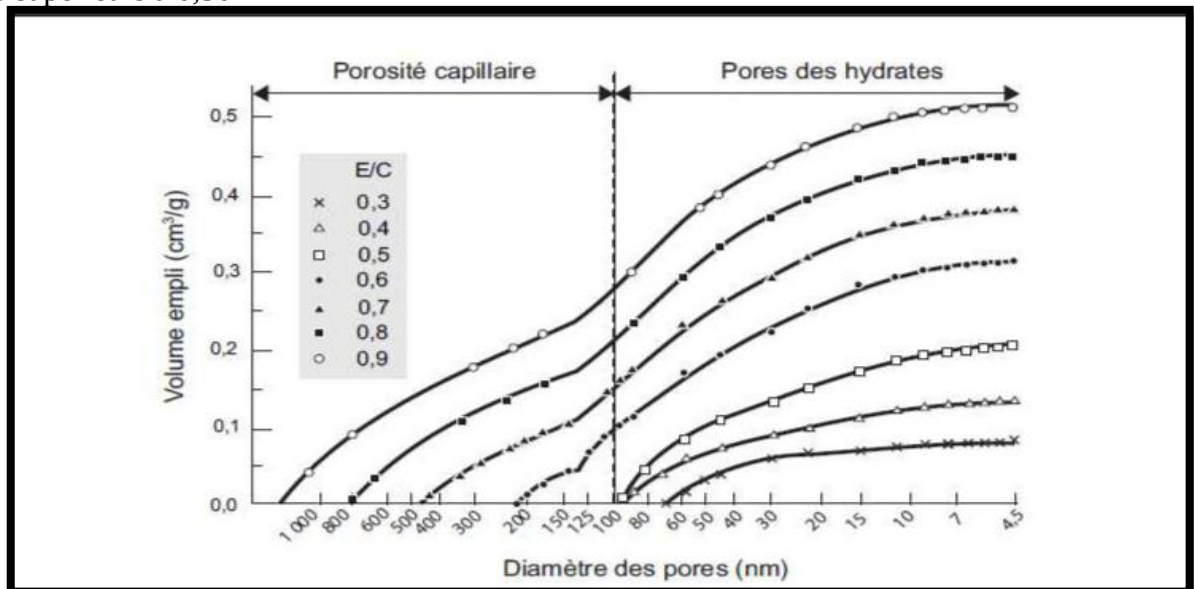


Figure I.10: Influence du rapport E/C sur l'évolution porosimétrique de pâtes de ciment Portland âgées de 28 jours [14].

La figure I.10 montre que la porosité capillaire n'existe plus à hydratation complète que pour des rapports E/C inférieurs à 0,42 (conditions des essais rapportés ici). Au-dessus de ce seuil, pour un rapport E/C de 0,50, la figure ne montre néanmoins plus de porosité capillaire à 28

jours, âge pour lequel l'hydratation est loin d'être achevée. En fait, cette contradiction n'est qu'apparente et cette différence met en évidence un autre phénomène important : la *connectivité des pores capillaires*. L'interconnexion des pores capillaires est une caractéristique importante, car elle influe sur les possibilités de transfert dans le béton. Selon que les pores capillaires sont ou non interconnectés, la dimension des chemins de pénétration des espèces agressives est fortement modifiée.

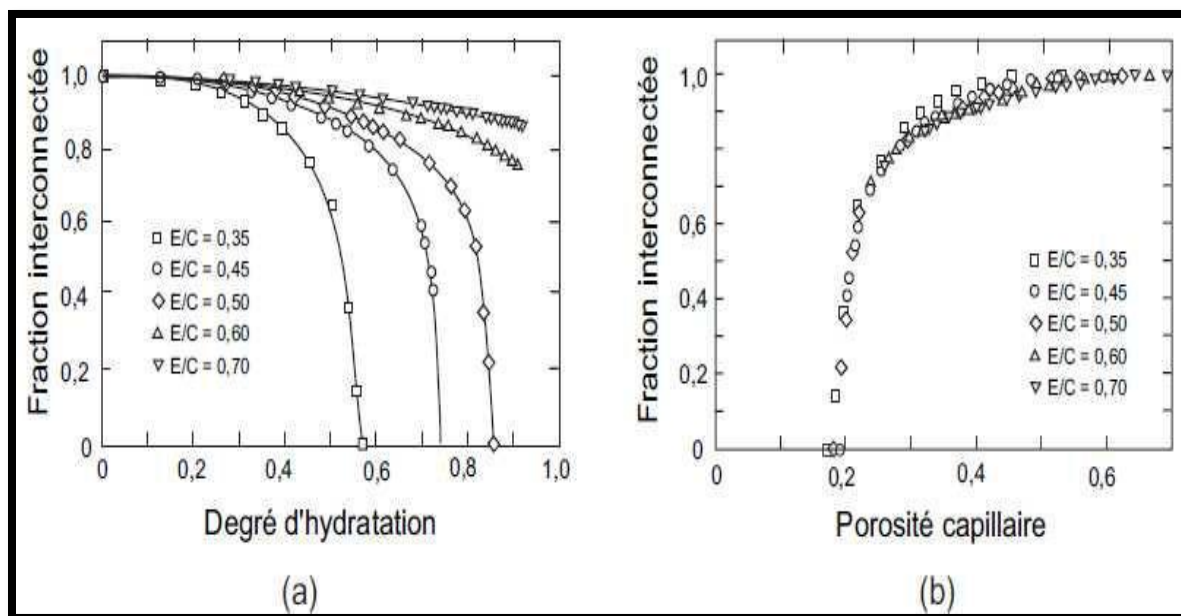


Figure I.11: Interconnexion du réseau des pores capillaires [15].

La figure I.11a montre la variation de fraction des capillaires interconnectés en fonction du degré d'hydratation pour différents rapport E/C. En transformant ces données en fonction de la porosité capillaire (figure 1.13b), une courbe unique est obtenue. L'interconnexion des pores capillaires ne dépend que de la porosité capillaire. En dessous d'une porosité capillaire de 18 % les pores capillaires ne sont plus interconnectés

La figure 1.14 illustre l'influence du rapport E/C et du degré d'hydratation sur l'interconnexion des capillaires. Pour des rapports E/C supérieurs à 0,7, la porosité capillaire est toujours interconnectée. Les transferts dans ces matériaux ont donc toujours lieu à travers un système interconnecté de pores capillaires quel que soit le degré d'hydratation donc quel que soit l'âge.

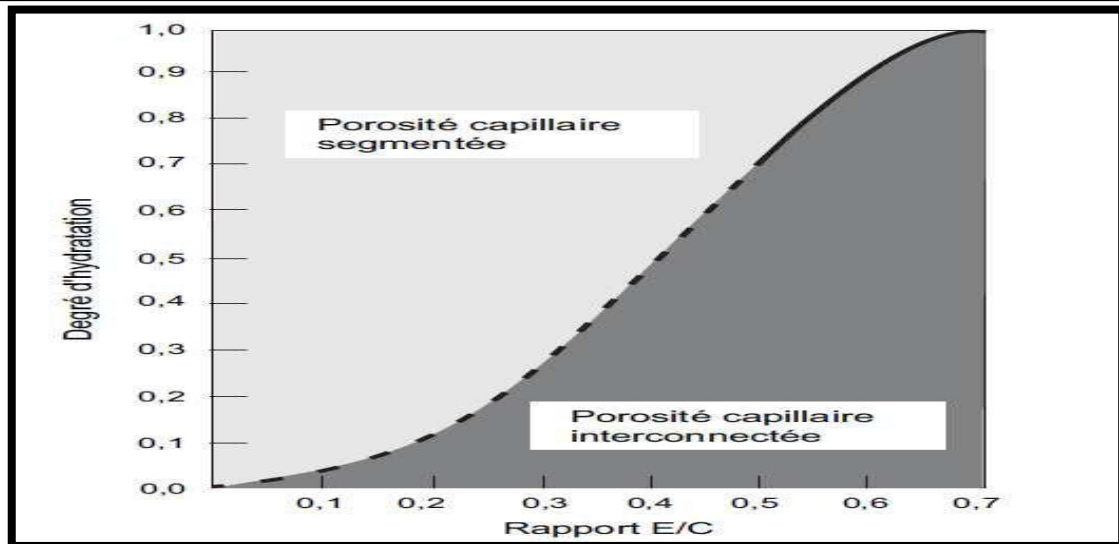


Figure I.12.: Influence du rapport E/C et du degré d'hydratation sur la continuité des pores capillaires [16].

La valeur limite la plus élevée, qui correspond donc à l'environnement le moins agressif, est égale à 0,65. Dans ce cas on admet donc que les transferts puissent se produire à travers la porosité capillaire mais dès que l'agressivité des environnements augmente les valeurs limites diminuent.. La figure I.12 montre que dans ce cas la porosité capillaire n'est plus continue dès 60 D'hydratation. Lorsque le degré d'hydratation est supérieur à 0,7, les pores capillaires sont toujours reliés entre eux. Lorsque le rapport E/C de gâchage diminue en dessous de cette valeur, la segmentation du réseau capillaire s'obtient à des degrés d'hydratation plus faibles. La dimension des pores capillaires étant beaucoup plus grande, ils jouent un rôle prépondérant dans les transferts et la durabilité des bétons. La porosité capillaire diminue avec le rapport E/C et avec le degré d'hydratation. Un autre facteur important est la connectivité des pores capillaires. Pour une porosité capillaire inférieure à 18 %, les pores capillaires ne communiquent plus entre eux.

I. 3.2. Influence de la durée de cure humide :

La figure I.13 montre l'influence de la durée de cure sur la porosité capillaire. Une période de cure plus longue diminue très significativement la perméabilité parce qu'elle favorise l'hydratation qui a pour effet de colmater les capillaires existants

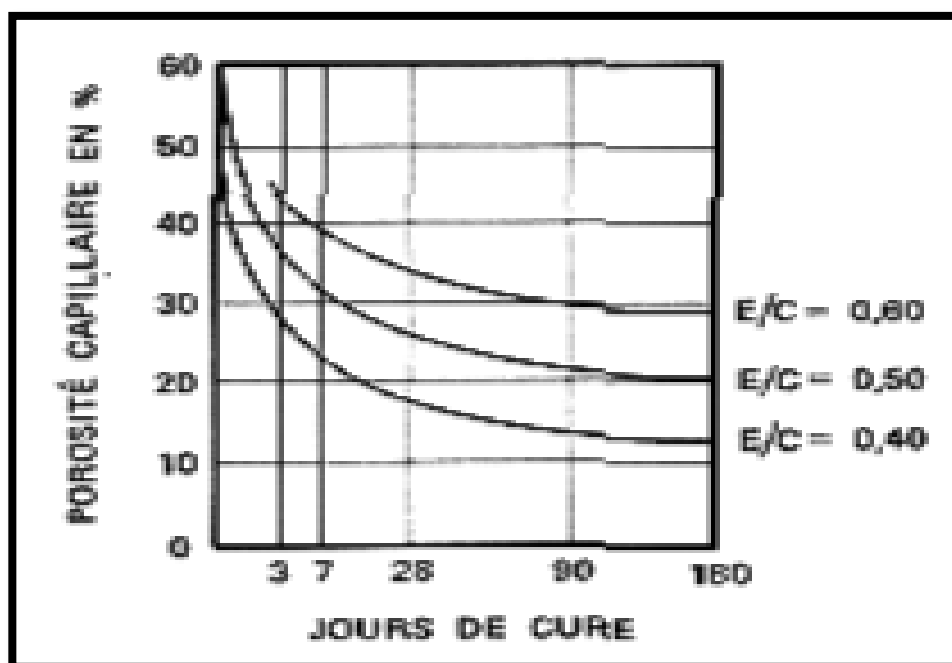


Figure I.13 : Evolution de la porosité capillaire en fonction de la durée de la cure [17].

I.3.3. Influence de type du ciment :

La qualité du béton est la première condition d'une bonne durabilité. Puisque les CEM II aux calcaires produisent à peu près les mêmes hydrates que les CEM I, l'important pour la qualité d'un béton n'est pas la quantité de ciment en soi, mais plutôt la quantité d'hydrates, la porosité et la taille des pores. Les travaux de **RANC R et CARIOU B [18]**, que nous présentons ci-après, montrent que ces caractéristiques sont les mêmes, classe à de résistance identique, pour un CEM I et un CEM II aux calcaires. Notons que pour une même classe de résistance, non seulement la finesse globale, mais aussi la finesse du clinker est plus grande pour le CEM II que pour le CEM I. Des pâtes de ciment et des mortiers ($E/C = 0,50$) préparés avec ces deux types de ciment ont été testés à 1, 2, 7 et 28 jours. À chaque échéance, la porosité totale et la distribution de la taille des pores ont été mesurées. Cette distribution est approximativement la même les deux types de ciment CEM I et CEM II aux calcaire (figure I.14).

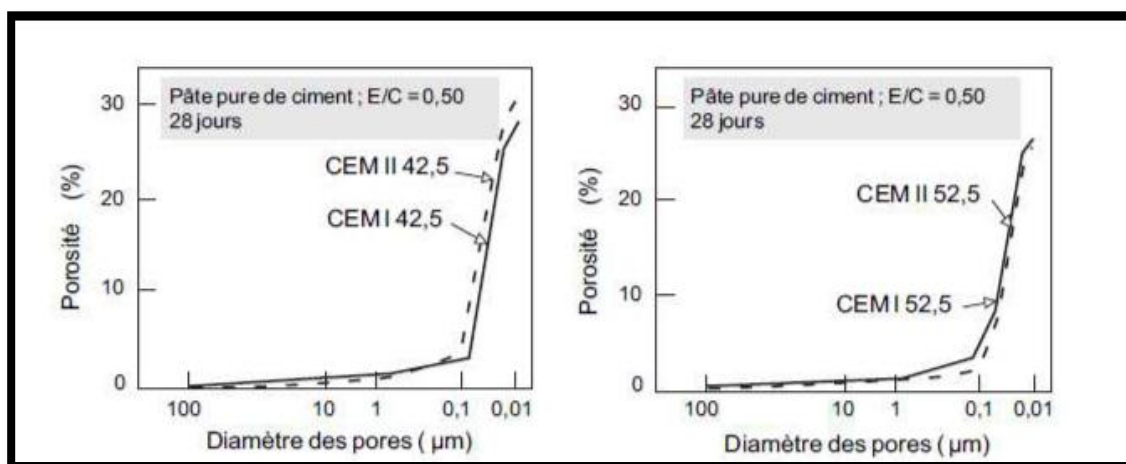


Figure I.14: les distributions de la taille des pores d'un CEM I et d'un CEM II aux calcaires de même classe de résistance sont analogues, d'après [18].

I.3.4. Influence du degré de saturation:

La perméabilité au gaz diminue avec le degré de saturation du béton à la différence de la perméabilité à l'eau qui augmente lors d'une imbibition [19]. Un séchage modéré ne permet pas le drainage des pores les plus fins, et la perméabilité mesurée est sous évaluée. Un séchage trop poussé entraîne une dégradation de la microstructure du matériau conduisant à une perméabilité artificiellement accrue ou à une surévaluation de la perméabilité du béton en service. Un béton poreux avec une saturation d'eau élevée peut témoigner d'une perméabilité au gaz inférieure à un béton à haute résistance sec (peu poreux). C'est pourquoi les échantillons doivent autant que possible être séchés avant d'effectuer une mesure [20].

Le choix de la température de séchage est délicat. En effet, une température trop élevée peut engendrer une évaporation de l'eau liée et une modification des hydrates: l'étrangéité puis le C-S-H [21-22]. Généralement, il convient d'appliquer un séchage par paliers de température croissants, de manière à diminuer d'une part les gradients de température et d'autre part les gradients hydriques. Cependant, une comparaison entre un béton séché par paliers de température croissants, et un béton ayant subi un séchage appliqué directement à 105°C montre que la perméabilité au gaz n'augmente que légèrement [21,23].

I.3.5. Influence de la température :

L'influence de la température sur la perméabilité à l'eau du béton a fait l'objet d'une étude menée par *Jooss et Reinhard* [24]. Les auteurs ont trouvé que la température a une influence sur la perméabilité à l'eau. En effet, la perméabilité augmente entre 13 à 62% quand la température est augmentée de 20 à 50°C, puis de 3 à 55% additionnel s quand la température atteint 80°C selon le type de béton. Cette variation du taux d'augmentation dépend du type de béton. Ces auteurs expliquent ces effets par la diminution de la viscosité de l'eau avec la température, ce qui provoque une augmentation de la conductivité hydraulique.

I.4. Etude de la relation entre la porosité et la résistance en compression :

De nombreuses études ont montrés que la porosité de la matrice cimentaire est un facteur déterminant pour la résistance en compression des matériaux cimentaires, cette dernière étant d'autant plus élevée que la porosité de ces matériaux est faible. Plusieurs chercheurs ont même tenté d'exprimer la relation existant entre ces deux grandeurs par des relations mathématiques simples. Selon **Odler I. & RÖßler M** [24] les équations les plus caractéristiques proposées dans la littérature sont:

- L'équation de Baslshin : $\sigma = \sigma_0 (1 - P)^{-A}$ (I.09)

- L'équation de Ryshkoviteh : $\sigma = \sigma_0 \exp^{-BP}$ (I.10)

- L'équation de Schiller: $R_c = D \cdot \ln\left(\frac{\varepsilon_0}{\varepsilon}\right)$ (I.11)

- L'équation de Hasselmann : $R_c = R_{c0}(1 - A \cdot \varepsilon)$ (I.12)

où: ε est la porosité,

ε_0 est la porosité lorsque la résistance en compression est nulle, R_{c0} est la résistance en compression lorsque la porosité est nulle, R_c est la résistance en compression lorsque la porosité est égale à ε , A, B, D sont des constantes expérimentales.

Toutes ces équations répondent en premier lieu à un besoin de modélisation phénoménologique du comportement des pâtes cimentaires. Cependant el les restent très sensibles aux conditions expérimentables et leur généralisation sur les mortiers et les bétons n'a pas été toujours couronnée de succès. En effet, Kumar [53] a démontré que ces modélisations sont inadéquates pour interpréter les résultats expérimentaux sur des bétons (figure I.15).

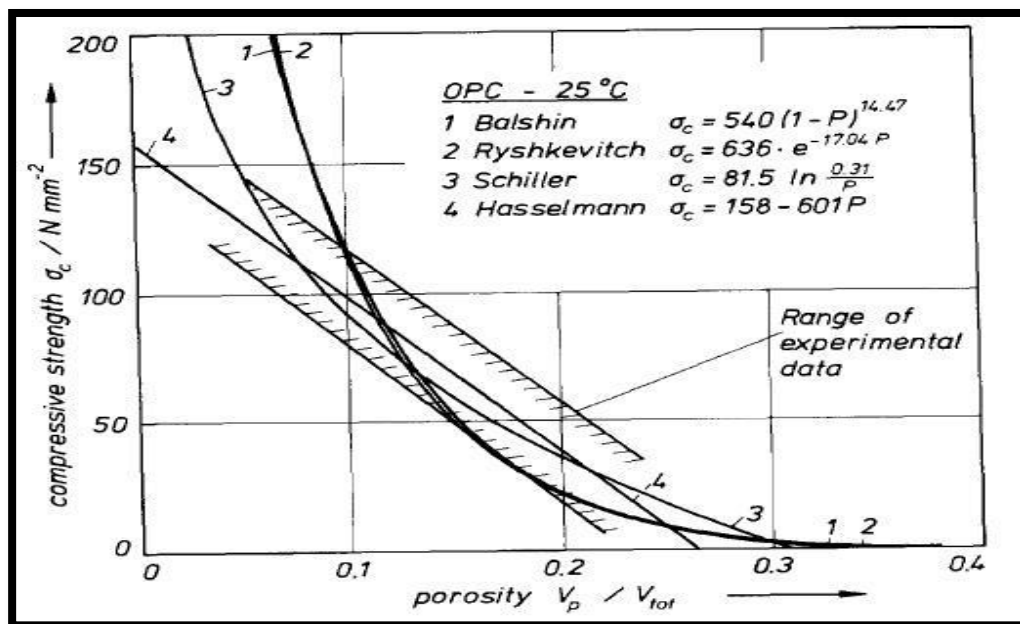


Figure I.15: Confrontation résultats expérimentaux et modèles de la relation porosité-résistance en compression des bétons selon Kumar [25].

A certains égards, cette loi se rapproche plus des modèles prédictifs de Bolomey et de Abrams qui introduisent le rapport E/C dans leur équation [54]. **Bolomey** a proposé une forme linéaire de la formule de Féret. La relation donne aussi un bon lissage des données (erreur moyenne de 1.4 MPa) :

$$R_c = 24.6 \left(\frac{C}{E} - 0.05 \right) \quad (I.13)$$

Abrams proposa une relation exponentielle suivante :

$$R_c = 147. (0.0779)^{\frac{C}{E}} \quad (I.14)$$

Où C et E sont les masses de ciment et d'eau par unité de volume de béton.

L'équation d'**Abrams** donne une bonne corrélation (erreur moyenne de 2.1 MPa). Il a donc proposé une autre qui prend en compte l'influence de la porosité, de la taille des pores, du dosage en ciment, du type de granulats, des conditions d'exposition et de l'âge des éprouvettes.

I.5. Transport d'humidité dans les matériaux poreux :

La plupart des matériaux de construction sont poreux, une partie ou la totalité des pores sont interconnectés. Cette particularité les rend aptes à fixer l'humidité et, par voie de conséquence, les expose à des modifications de leurs caractéristiques physiques, notamment, au point de vue mécanique et thermique. De plus, la migration d'eau est la base de nombreux désordres (gonflement, retrait, fissuration, pollution, carbonatation, lessivage, gel/dégel, corrosion,...) qui entraînent un vieillissement et une dégradation plus ou moins rapide des matériaux de construction. D'une manière générale, la fixation de l'humidité dans les milieux poreux résulte de l'action plus ou moins conjointe de trois mécanismes physiques fondamentaux : l'adsorption, la condensation et la capillarité. L'importance relative du rôle de chacun de ces mécanismes sur la masse d'humidité fixée dépend de plusieurs paramètres :

- Les propriétés structurales : porosité, surface spécifique des pores.
- Nature de la phase fluide avec laquelle le matériau se trouve en contact (vapeur ou liquide).
- Les conditions thermodynamiques auxquelles le matériau est soumis (Pression, Température).

Les premiers modèles théoriques de transfert ont été utilisés pour décrire les processus d'humidification des structures, résultant des phénomènes de condensation liés au mécanisme de diffusion de la vapeur d'eau au sein du matériau. Ces modèles ont été modifiés par la suite par en tenant compte de l'influence des effets capillaires sur la phase fluide condensée. Cette modélisation est enfin établie dans sa forme actuelle, respectivement par et faisant intervenir le phénomène de thermo migration lié aux effets de couplage entre transfert de masse et transfert de chaleur. Le système d'équations obtenu par ces auteurs, bien que similaire au point de vue

formulation, diffère uniquement dans le choix du type de la variable "teneur en eau": teneur en eau volumique θ dans le modèle de **Philip et DeVries** [26] et Teneur en eau pondérale ω pour le modèle de **Luikov** [27].

I.5.1 Mécanismes de transport d'eau dans le béton :

I.5.1.1. Etats de l'eau dans le béton :

Afin de caractériser le transport hydrique dans les matériaux poreux tel que le béton, il est nécessaire de rappeler les formes sous laquelle l'eau est présente. L'étude de ses formes a fait l'objet de nombreuses classifications que nous ne détaillerons par ici. Nous retiendrons seulement la classification simplifiée suivante [28] (figure I.16):

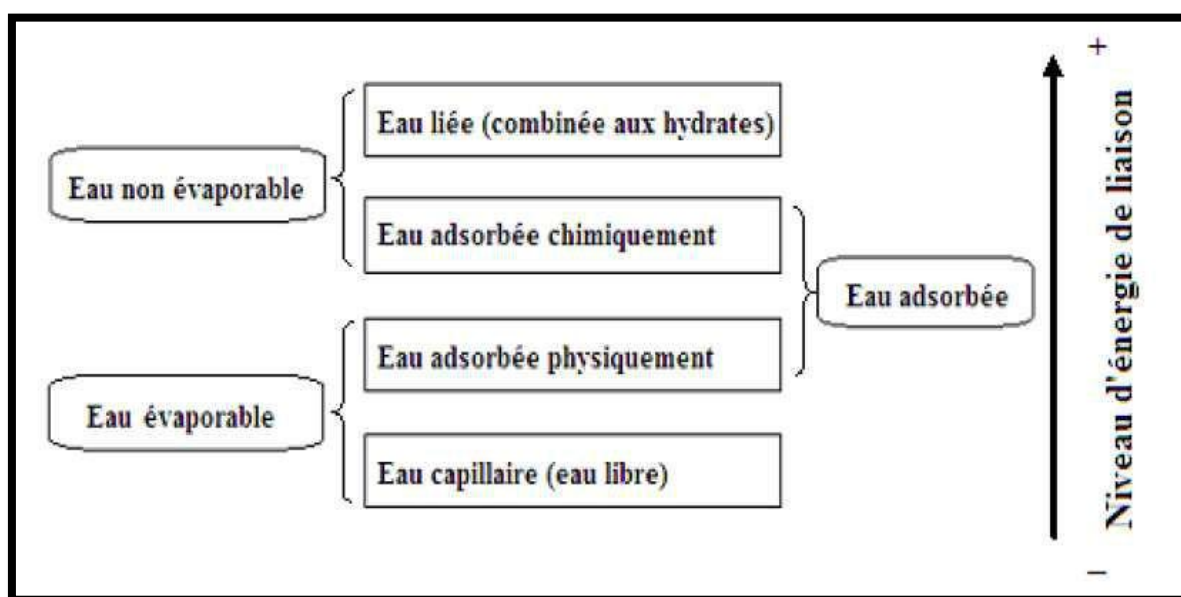


Figure I. 16 : Différentes formes d'eau dans le béton [28].

- **L'eau liée.** qui participe à la réaction d'hydratation pour donner principalement le gel de C.S.H.
- **L'eau adsorbée.** il s'agit principalement des premières couches d'eau soumise au champ des forces superficielle au niveau des surfaces du réseau poreux. On distingue principalement deux types d'interactions :
 - ✓ Fixation par liaisons chimiques : c'est l'absorption chimique.
 - ✓ Fixation par liaisons intermoléculaire de **VAN DER WAALS**: c'est l'absorption physique.
- **L'eau capillaire.** Est constituée de la phase condensée remplissant (par condensation) le volume poreux au-delà de la couche adsorbée et séparée de la phase gazeuse par des ménisques. Elle obéit donc aux lois de la capillarité (loi de **JURIN**, **KELVIN-LAPLACE**).

- **L'eau libre.** qui n'est plus sous le champ d'influence des forces superficielle. Elle se trouve principalement dans les pores capillaires et les macros pores.

I.5.2. Interaction eau/ matériau poreux :

I.5.2.1. Propriété de capillarité d'un matériau poreux :

- **Tension superficielle :**

A l'interface entre deux fluides non miscibles, les molécules possèdent une énergie différente de celle qu'elles ont " en masse ". Ceci se traduit par la formation d'un ménisque qui se comporte comme une membrane élastique. La tension de cette membrane, appelée tension superficielle (notée ici σ), est caractéristique du couple de fluides considérés. Elle a la dimension d'une force par unité de longueur et elle est donc exprimée en (N/m) Le tableau I.4 donne la valeur de σ à 20 °C pour quelques couples de fluides.

Tableau I.3 : Tensions superficielles pour quelques interfaces

Interface	σ [N/m]
air – eau	0.072
huile – eau	0.048
air – huile	0.024
air – mercure	0.480

Considérons maintenant L'équilibre mécanique de ménisque en prenant, par exemple, le cas d'une interface eau/air (**figure I.17**) :

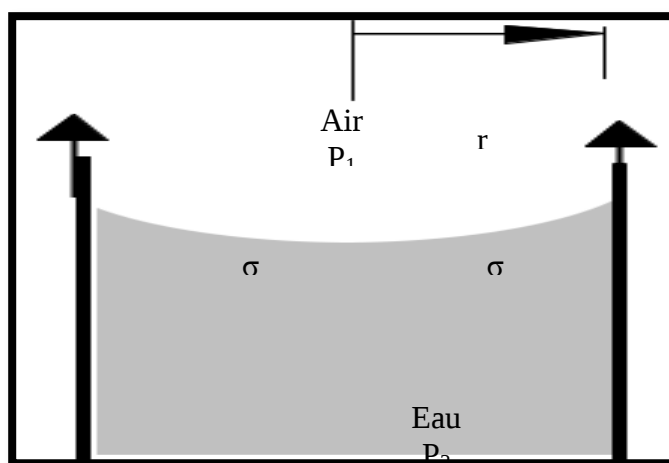


Figure I.17: Représentation schématique des forces appliquées de part et d'autre d'un ménisque dans capillaire.

L'action de la tension superficielle a pour effet de comprimer la phase air et l'équilibre peut donc s'écrire: $2\pi r \sigma = \pi r^2 (P - P_0)$ (I.15)

De l'équation (1.17) se déduit immédiatement la Loi de Laplace pour un ménisque sphérique:

$$P_1 - P_2 = \frac{2\sigma}{r} \quad (I.16)$$

➤ **Pression capillaire en milieu poreux :**

D'après ce qui précède, la présence d'un liquide dans un milieu poreux implique la formation d'un ménisque à l'interface gaz/liquide. D'après la **loi de Laplace**, la pression de la phase liquide n'est donc pas égale à la pression du gaz et, par définition, on appelle pression capillaire P_c la différence entre la pression du gaz et celle du liquide. Soit, d'après (1.17), si l'on considère le cas d'un pore cylindrique et d'un mouillage parfait :

$$P_c = \frac{2\sigma}{r} \text{ [Pa]} \quad (I.17)$$

Dans certains domaines d'application l'usage a consacré l'utilisation de paramètres directement reliés à la pression capillaire comme, par exemple :

➤ **La succion:**

$$\psi = -\frac{P_c}{\rho_l g} \text{ [m]} \quad (I.18)$$

I.8. Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons montré que le transport d'humidité dans les matériaux cimentaires dépend l'interconnexion des pores capillaires. La porosité capillaire est principalement liée au rapport E/C et à l'hydratation du ciment. L'effet de la cure sur la durabilité des bétons sont très importants. La réduction de la porosité du béton est requise pour l'amélioration de la résistance du béton, aussi bien d'un point de vue mécanique que vis-à-vis d'agressions d'ordre physico-chimique. La résistance mécanique et la déformation sont des caractéristiques importantes du béton, car elles jouent un grand rôle non seulement pour la stabilité, mais aussi la durabilité des ouvrages.

La réduction de la porosité du béton dépend principalement de sa conception et de sa mise en œuvre. Après avoir détaillé l'organisation de la porosité de ces matériaux, nous avons précisé les propriétés intrinsèques à la porosité pouvant être affectées par ces modifications microstructurales et montré que l'étude de la porosité et sa géométrie constitue une première étape indispensable avant la modélisation des transferts de fluides. Ses capacités de stockage et de transfert varient selon son volume, son forme et sa complexité géométrique, ces paramètres traduisent la capacité d'un matériau à absorber l'eau par capillarité pour des conditions initiales et

aux limites données. C'est une caractéristique macroscopique intrinsèque du matériau poreux, utilisé dans l'étude de la durabilité des matériaux de construction.

Plusieurs modèles théoriques de transfert ont été utilisés pour décrire les processus d'humidification des structures, résultant des phénomènes de condensation liés au mécanisme de diffusion de la vapeur d'eau au sein du matériau. Pour l'étude de la durabilité, l'absorption d'eau initiale est un paramètre très utile pour caractériser la durabilité du béton vis-à-vis des agents agressifs et qui sera traité en détail dans le chapitre suivant.

CHAPITRE II
Étude théorique sur la
carbonatation
du béton

II.1. Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons présenter les phénomènes physico-chimiques de carbonatation du béton, la détermination de la résistance d'un béton à la carbonatation par la mesure de profondeur de la zone carbonatée, à une ou plusieurs méthodes d'essais. Ensuite un résumé sur les paramètres influençant la carbonatation est présenté. De plus une étude théorique sur les conséquences de la carbonatation des matériaux cimentaires, ainsi qu'une description de mécanisme de transport du gaz CO_2 à travers un matériau poreux.

II.2. Durabilité du béton vis-à-vis de la carbonatation :

La durabilité du béton s'explique, en grande partie, par la difficulté de pénétration des agents agressifs dans le réseau poreux du béton, une structure durable est celle qui continue à remplir ses fonctions tout au long de sa durée de vie sans que ces propriétés soient affectées. Il en résulte que le béton doit être en mesure de résister aux agents de détérioration auquel il peut être exposé par son environnement.

La porosité est le paramètre du premier ordre de la durabilité. En effet, les caractéristiques du réseau poreux (porosité, distribution des tailles de pores ...) déterminent les mécanismes de transfert sous forme liquide ou gazeuse des agents potentiellement agressifs pour le béton ou les armatures (chlorures, sulfates, gaz carbonique..).

De nombreux chercheurs **Véronique B. & al**[29], **Arnaud C. & al** [30] se sont intéressés à l'influence des paramètres tels que la composition chimique et les caractéristiques physiques (porosité, perméabilité, résistance) du béton, conditions climatiques (température, humidité), la durée de cure ou encore la formation des carbonates de calcium sur la vitesse de carbonatation des bétons et leurs conséquences sur la physico-chimie de matériaux à base de liant hydrauliques.

L'eau joue un rôle essentiel dans le comportement du matériau durci, non seulement sur le plan physico mécanique (résistance, retrait de dessiccation et fissuration dus à l'évaporation de l'eau des pores, fluage,...) mais aussi sur celui de la durabilité par l'intermédiaire de paramètres tels que la perméabilité aux liquides et aux gaz régissant les transports d'agents agressifs au sein du matériau.

La migration de l'eau est donc à la base de nombreux désordres (fissuration, corrosion, gonflement..) qui entraînent un vieillissement et une dégradation plus ou moins rapide des matériaux de construction (ex. figure II.1). Cependant, une bonne maîtrise du phénomène de

transport d'humidité dans les matériaux poreux peut réduire ou prévenir les dommages dont l'humidité est le principal vecteur.



Figure II.1: Exemples de corrosion par carbonatation [31].

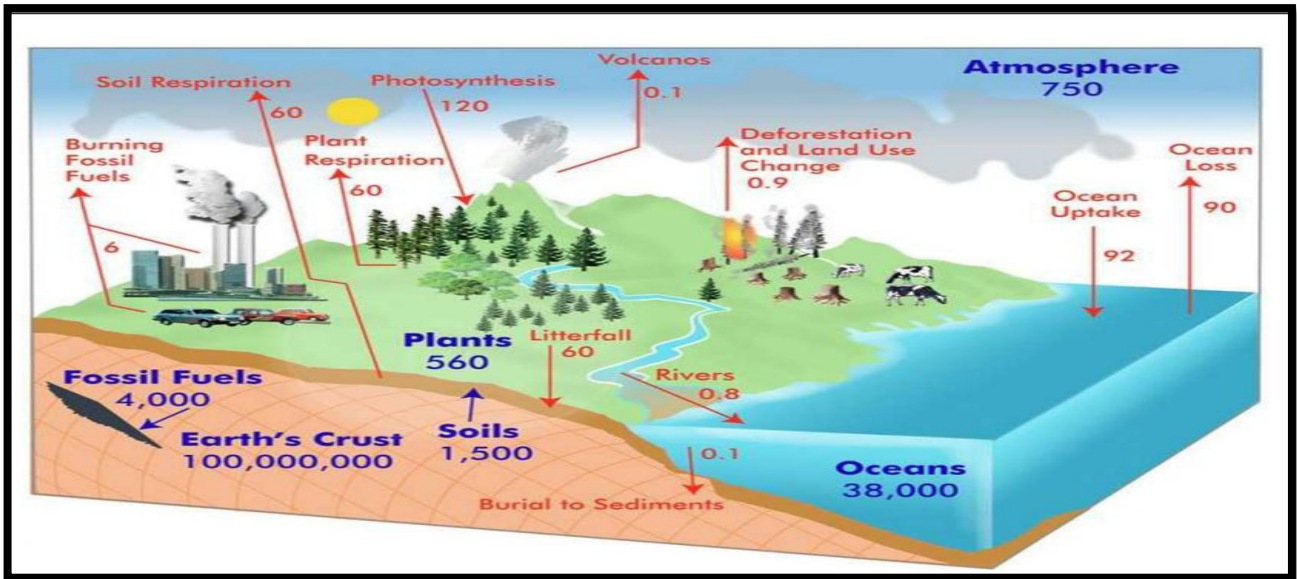
II.3.La carbonatation du béton :

La carbonatation des bétons et mortiers est un phénomène qui n'altère pas le matériau. En effet, les résistances mécaniques et les modules d'élasticité augmentent, tandis que la perméabilité et la porosité diminuent grâce à la formation des carbonates de calcium (CaCO_3). Par ailleurs, lorsque le béton est armé, la carbonatation du matériau qui enveloppe l'acier supprime l'immunité dont bénéficie ce dernier. En effet, la carbonatation des composés hydratés du ciment par dioxyde de carbone de l'air (CO_2) diminue le pH de la solution interstitielle d'une valeur de l'ordre de 12.6 à une valeur inférieure à 9 de telle sorte que la pellicule d'oxyde passive protégeant l'acier n'est plus stable. Le film de passivation se détruit et la corrosion peut alors se développer en milieu aéré et humide [30-31].

II.3.1 Généralités sur le dioxyde de carbone :

Le dioxyde de carbone est produit par différents processus : la combustion du charbon et des hydrocarbures, la fermentation des liquides et la respiration des êtres vivants. On le trouve en faible proportion dans l'atmosphère, il est assimilé par les plantes qui, à leur tour, produisent de l'oxygène par photosynthèse (cf. Figure II.2).

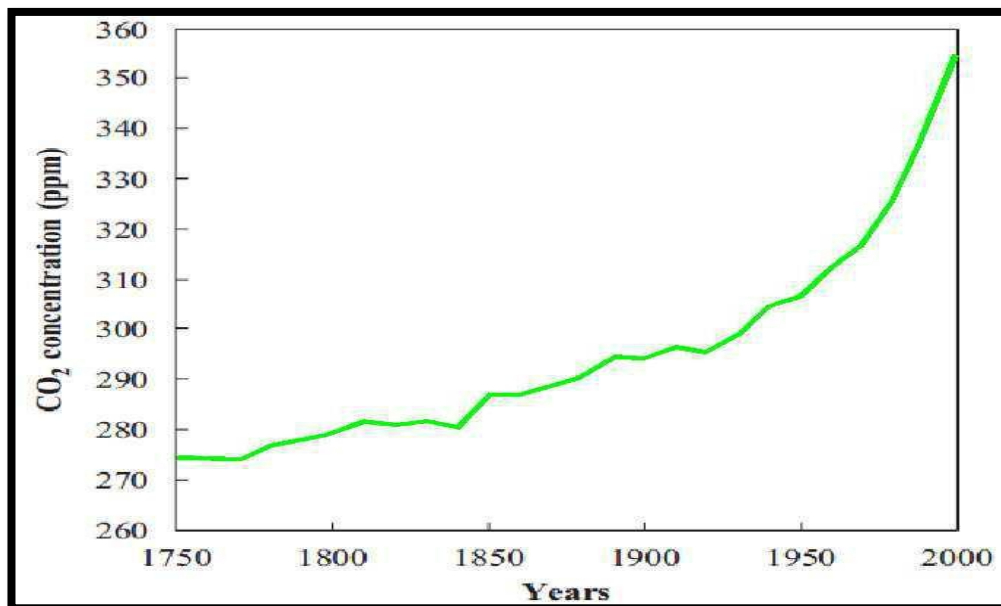
Le CO_2 gazeux a une odeur légèrement irritante, il est incolore et plus lourd que l'air. Il gèle à $-78,5^\circ\text{C}$ pour former de la neige carbonique. En solution aqueuse, il forme de l'acide carbonique, qui est trop instable pour pouvoir être isolé facilement.

Figure II.2: Le cycle de CO_2 [32].

II.3.2 Phénomène de carbonatation des matériaux cimentaires :

II.3.2.1 Dioxyde de carbone atmosphérique :

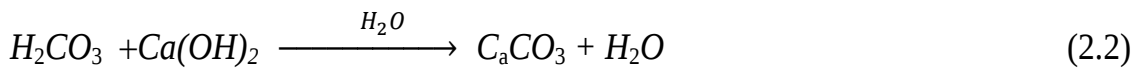
L'action du CO_2 se manifeste même à de faibles concentrations, telles celles que l'on retrouve en milieu rural où la fraction volumique en CO_2 est d'environ 0,03 % dans un local mal ventilé. Ce pourcentage peut atteindre 0,1 %. Dans les grandes villes, le pourcentage moyen est de 0,3 % et peut atteindre 1 %. La paroi des tunnels routiers est un exemple de béton soumis à une concentration élevée de CO_2 [33].

Figure II.3: Augmentation de la concentration du CO_2 dans l'atmosphère à l'échelle mondiale [34].

Le réchauffement de la planète est dû à l'augmentation de la concentration des gaz à effet de serre, tel que le CO₂ : il s'agit d'un des problèmes environnementaux les plus critiques pour le 21ème siècle. La concentration de CO₂ dans la couche atmosphérique a augmenté constamment depuis la révolution industrielle (Figure II.3). Depuis 1950 elle augmente de 0,5 % par année sur une échelle globale, et particulièrement dans les zones urbaines [34]. Il est probable que le changement climatique ait ainsi dans le futur une incidence sur la carbonatation des structures en béton.

II.3.2.2 Réaction de carbonatation :

Quand un matériau à base de liant hydraulique est exposé à l'air, le dioxyde de carbone (CO₂) présent en moyenne à 0,035% en volume dans l'air, réagit en présence d'eau avec les différents hydrates du ciment et principalement avec la Portlandite Ca(OH)₂ pour former du carbonate de calcium ou calcite (CaCO₃) comme produit final [35]:



Le mécanisme réactionnel est cependant relativement complexe. La carbonatation est une réaction qui a lieu en milieu aqueux, par réaction du dioxyde de carbone dissous dans la solution des pores avec la Portlandite passée en solution (Figure II.4). En fonction du pH de la solution, le dioxyde de carbone peut se trouver sous des formes différentes comme le montre la Figure II.4:

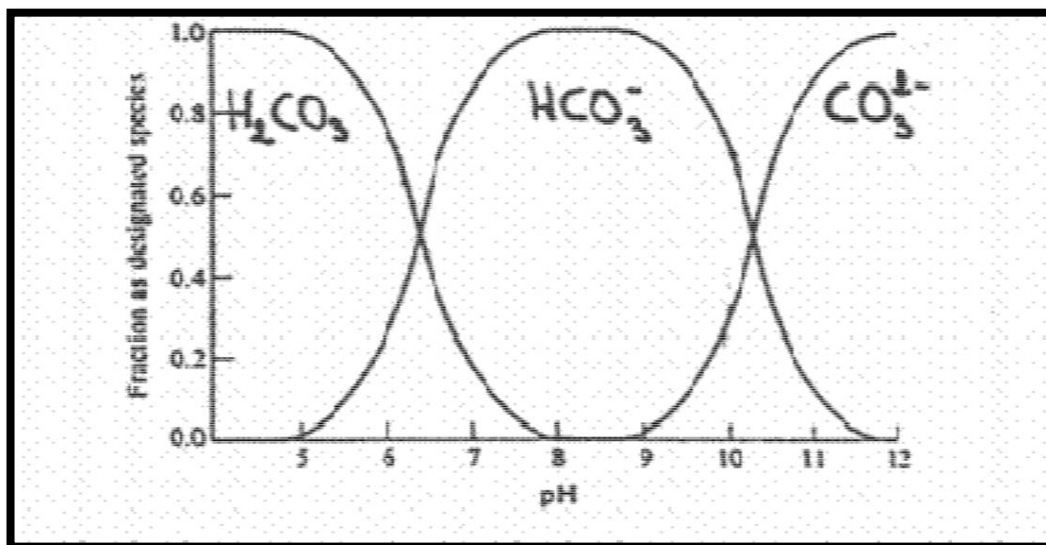
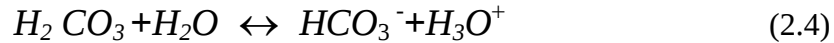


Figure II.4: Formes sous lesquelles le dioxyde de carbone est dissous d'après Valsaraj [36].

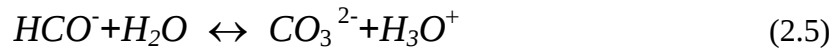
Dans les solutions dont le pH est inférieur à 4 il forme de l'acide carbonique :



Si le pH de la solution est compris entre 6 et 10,5 la forme principale obtenue par dissociation est l'ion bicarbonate :



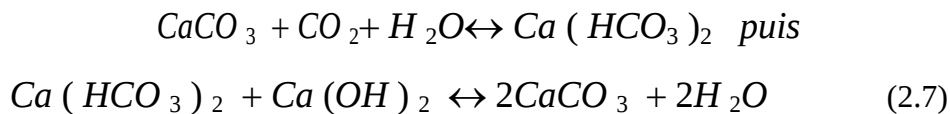
Si le pH de la solution est supérieur à 10,5 l'espèce majoritaire en solution est l'ion carbonate :



Dans les conditions de pH des solutions des pores de matériaux à base de liant hydraulique (**pH supérieur à 12**) les ions carbonates réagissent avec le calcium issu de la dissolution de la Portlandite pour former du carbonate de calcium précipité:



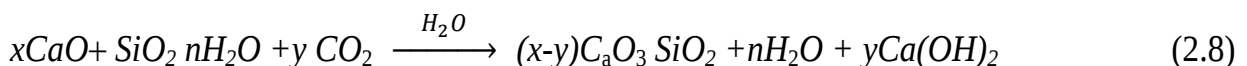
Au delà d'un certain seuil de carbonatation, l'acide carbonique forme par dissociation des ions bicarbonates qui eux aussi, par réaction avec la Portlandite, forment de la calcite:



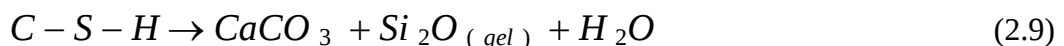
Kobayashi [96] a montré qu'une partie des C-S-H (Tobermorite) réagit avec le dioxyde de carbone. Pour cela, il a déterminé la quantité de carbonate de calcium dans un matériau carbonaté.

Il a évalué le degré de carbonatation en mesurant le rapport CaO/SiO₂ dans les C-S-H. Plus ce rapport est faible plus la part de C-S-H carbonatés est importante.

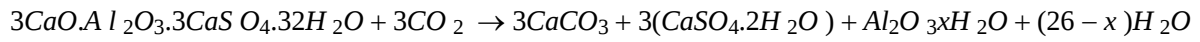
De même, Al-Kadhimi [97], a mesuré sur une pâte de ciment CPA carbonatée, le rapport CaO/SiO₂. Celui-ci initialement supérieur à 1,7 devient inférieur à 1,4. Le résidu de la décomposition des C-S-H est un gel de silice. La décalcification du gel de C-S-H se fait selon la réaction suivante:



Le stade final de la dégradation des C-S-H par carbonatation est la formation de carbonate de calcium et d'un gel de silice (Kobayashi, Al-Kadhimi):



L'ettringite (Aluminate) se décompose également par carbonatation formant du gypse et un gel d'alumine (Nishikawa) [37] :



Ettringite gypse gel d'alumine (2.10)

Tous les auteurs ne s'accordent pas sur l'ordre dans lequel les différents hydrates sont affectés par la carbonatation. Roberts [38] considère que la carbonatation affecte successivement les différents hydrates, la Portlandite étant le premier à carbonater. French et Matsusato, considèrent que les hydrates carbonatent simultanément [39].

Autres réaction de CO_2 avec les différents alcalis (Na_2O , K_2O) [40] :

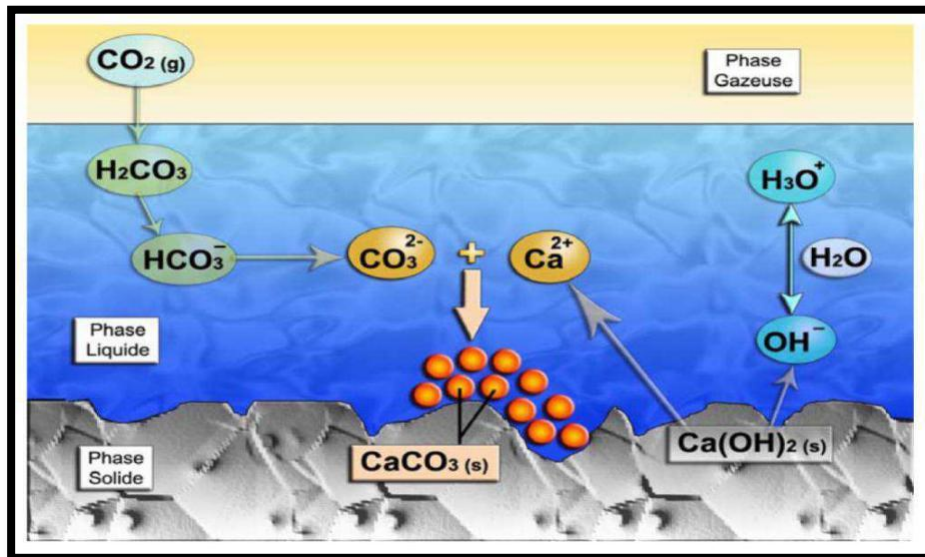
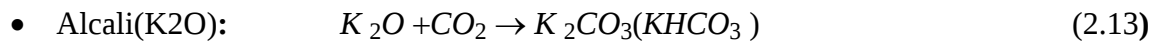
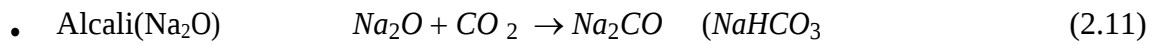


Figure II.5: Schéma de la carbonatation de la matrice cimentaire (THIERY 2005) [33].

Nous constatons dans chaque réaction que le produit final contient le carbonate de calcium (CaCO_3) qui baisse le pH de 12.6 (milieu initial) à une valeur inférieure à 9.

II.4. Méthodes de caractérisation expérimentale de la carbonatation :

L'essai de carbonatation des bétons peut être effectué selon deux modes d'exposition :

➤ Carbonatation naturelle:

Bien qu'il soit très long, cet essai reflète davantage la réalité car il consiste à conserver des échantillons directement à l'air libre, en salle ou *in situ*.

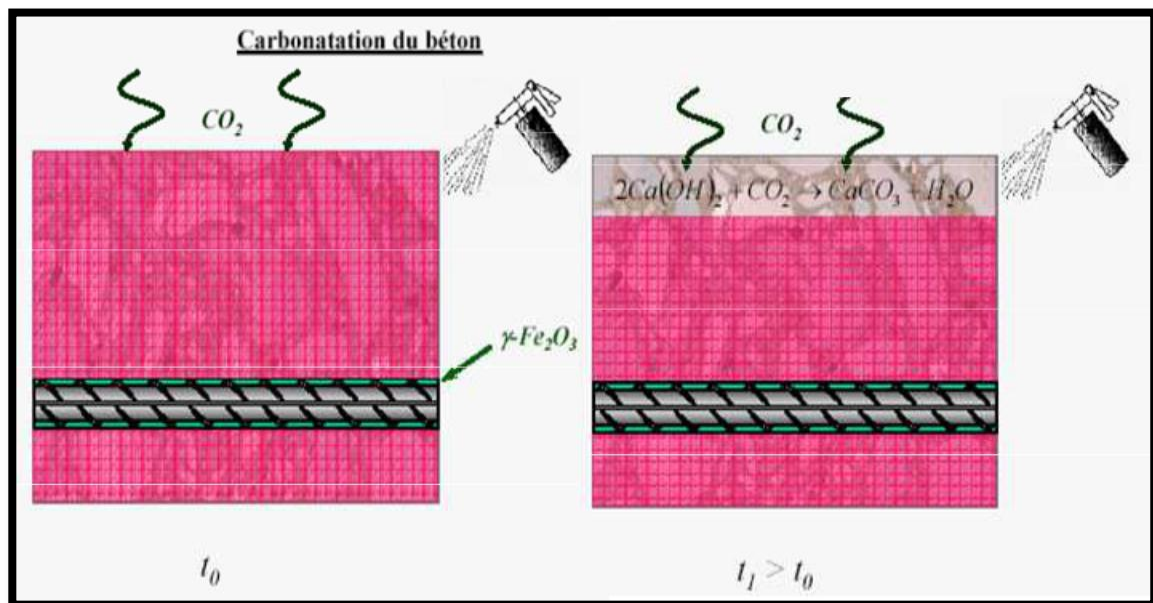
➤ Carbonatation accélérée:

L'essai consiste à placer des échantillons dans une enceinte hermétique régulée en humidité relative, en température et en concentration de CO_2 .

Pour les deux types d'essai, le processus de carbonatation est caractérisé par différentes méthodes dont certaines sont citées dans les paragraphes suivants.

II.4.1 Détection par pulvérisation à la phénolphthaléine

La méthode la plus couramment utilisée pour déterminer la profondeur de carbonatation est le test à la phénolphthaléine (Ngala[41] , Parrott[42], Patel[43]) . Il consiste à rompre à sec une éprouvette, puis à vaporiser sur la section obtenue l'indicateur qui colore en violet les parties non carbonatées. Le virage colorimétrique de cette solution se situe à pH 8,7. Ce test indique le front de carbonatation totale et ne permet pas de faire de différence entre la carbonatation formée pendant le test et la carbonatation préexistante. La composition de la solution aqua-alcoolique phénophtaléine: alcool 50%, eau 50%, phénophtaléine <1 ‰ voir figures (II.6) suivantes



Figures II.6 : Mesure expérimentale de la profondeur de carbonatation.

L'avantage de cette technique est qu'elle révèle une ligne d'équi- pH (pH autour de 9) correspondant à la valeur limite de pH en dessous de laquelle il y a risque de corrosion [44,45]. En revanche, elle présente un inconvénient majeur qui consiste en le fait que la corrosion des armatures peut démarrer à un pH supérieur à 9. En effet, sachant que la dépassivation des armatures peut se produire pour un pH égal à 11,4 [46], il est probable que la zone où il y a risque de corrosion soit plus profonde dans le matériau que le front relevé par la phénolphthaléine ($pH = 9 \pm 1$ unité pH près).

II.4.2. Analyse thermogravimétrique « ATG » :

L'analyse thermogravimétrique permet d'enregistrer en continu des variations de masse d'un échantillon lors d'une montée de sa température depuis celle de l'ambiance jusqu'à environ 1200 °C. Ces variations de masse correspondent, entre autres, à la déshydroxylation des hydrates et à la décomposition de la calcite. À partir des courbes de suivi de masse en fonction de la température, les hydrates, essentiellement la Portlandite, sont quantifiés dans la plage de température correspondant à leur déshydroxylation. De la même manière, la calcite et notamment celle formée par carbonatation, est quantifiée dans sa plage de température de décomposition. En revanche, la difficulté de l'ATG reste la détermination de ces intervalles de température qui varient selon les auteurs [47]. De surcroît, dans le cas de bétons comportant des granulats calcaires, il est difficile de différencier le carbonate de calcium formé par carbonatation de celui apporté par les granulats. L'ATG peut être couplée à une analyse chimique dans le but de doser la fraction de ciment réellement présente dans l'échantillon, et pouvoir ainsi quantifier les différents éléments notamment les hydrates pour un volume élémentaire représentatif de matériau et ce, indépendamment de la ségrégation de la phase cimentaire, ainsi que de l'état hydrique et de carbonatation [32].

II.4.3. Microscopie électronique à balayage « MEB » :

La microscopie électronique à balayage permet de visualiser la carbonatation des hydrates où le changement de microstructure est mis en évidence. Le carbonate de calcium apparaît sous forme grenue sur les hydrates superficiellement carbonatés et sous forme de floccules sur les régions complètement carbonatées.

II.4.4. Gamma densimétrie :

La gamma densimétrie est une méthode non destructive fondée sur l'absorption par la matière des rayons γ émis par une source radioactive de ^{137}Cs . Lorsque la carbonatation progresse dans

un béton, elle induit localement une augmentation significative de masse volumique reliée à la quantité de CO₂ fixée sur la matrice cimentaire [32].

II.4.5. Diffraction des rayons X « DRX » :

La diffraction des rayons X permet, en plus de la mesure des proportions des hydrates et des carbonates de calcium formés par carbonatation, la caractérisation des variétés.

cristallographiques d'un même minéral, telles les trois formes de carbonate de calcium (calcite, vaterite et aragonite) où chaque type a une intensité de réflexion propre à sa structure cristalline [48,49]. Toutefois, cette technique ne permet pas d'identifier les composés semi-cristallins ou amorphes [50].

II.4.6. Résonance magnétique nucléaire « RMN » :

La résonance magnétique nucléaire permet de suivre les modifications structurales des silicates par la résonance magnétique de l'élément chimique ²⁹Si suite à l'application d'un champ magnétique dans l'échantillon à tester. Comme les CSH contiennent une proportion de silice (SiO₂), leur formation ainsi que leur carbonatation sont suivies grâce à cette technique.

II.4.7. Dosage de CO₂ par volumétrie:

La méthode consiste à prélever à sec et sous atmosphère inerte, des échantillons à différentes profondeurs. Le CO₂ de l'ensemble des carbonates, séparé par des autres gaz issus de l'attaque, est extrait par l'attaque acide et dosé par volumétrie à l'aide d'une ligne d'extraction spécifique [51].

II.5. Principaux paramètres influençant la carbonatation des bétons :

La cinétique de carbonatation des bétons est influencée par une multitude de paramètres liés aux caractéristiques des bétons et à leur milieu environnant.

II.5.1. Paramètres intrinsèques aux bétons:

II.5.1.1. Rapport eau/ciment (E/C) :

Toutes les études réalisées pour déterminer l'influence du rapport E/C sur la cinétique de carbonatation s'accordent à conclure que plus ce rapport est bas, plus la vitesse de carbonatation est faible [52]. En effet, la porosité d'un béton dépend en grande partie du rapport E/C. Plus il est élevé, plus la quantité d'eau libre évaporable est grande. En s'évaporant, cette eau laisse des vides qui favorisent la diffusion du CO₂.

II.5.1.2. Dosage en ciment :

Un dosage en ciment élevé diminue la profondeur de carbonatation [35,46, 52] car il réduit la porosité du béton (Figure II.7 et Figure II.8), 2. améliore sa compacité et augmente la quantité de produits carbonatables.

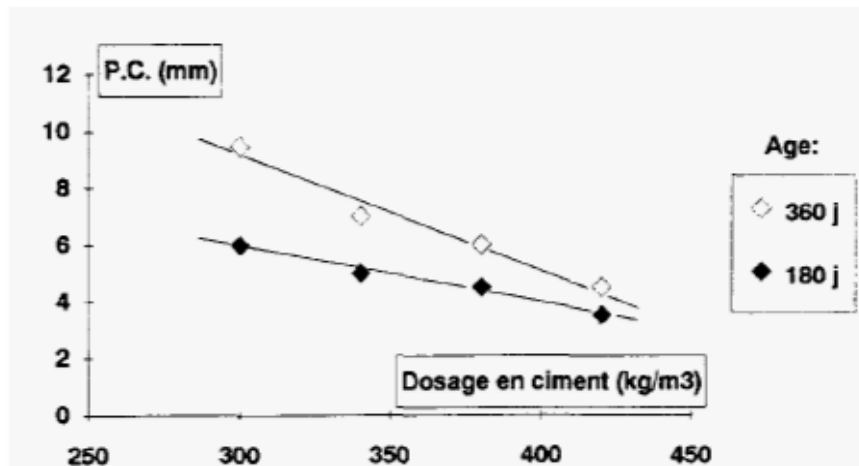


Figure II.7: Variation de la carbonatation en fonction du dosage en ciment pour une cure de 3 jours [72].

II.5.1.3. Type de ciment :

L'utilisation d'additions minérales (laitiers de hauts-fourneaux, cendres volantes, fumées de silice, fillers) modifie les équilibres chimiques au sein du béton et peut avoir des conséquences sur le pH de la solution interstitielle. **Balayssac et Diafat [53]** comparent la résistance à la carbonatation de bétons préfabriqués à partir de ciment Portland ordinaire ou de ciment à base de fillers. Il ressort de leur étude que les bétons de ciment à base de fillers (CPJ CEM II 32.5) se carbonatent beaucoup plus vite que les bétons de ciment Portland (CPA CEM I 42.5) pour un dosage en ciment identique. Par exemple, pour un dosage en ciment de 250 Kg/m³ la profondeur carbonatée d'un béton de CPJ CEM II 32.5 est environ 30 % plus forte que celle d'un béton de CPA CEM I 42.5 quelle que soit la durée de cure (figure 2.8).

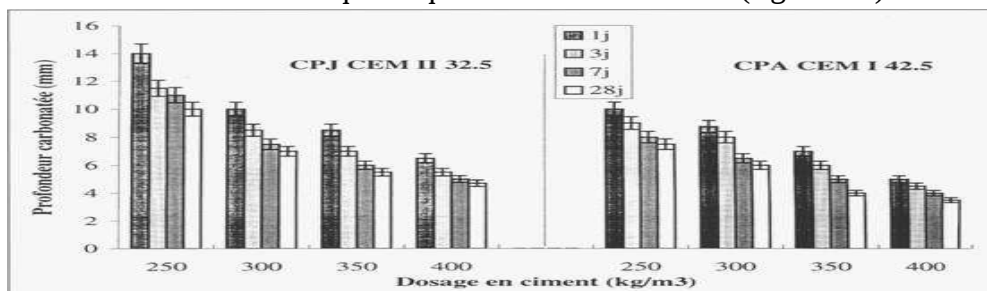


Figure II.8: Profondeur carbonatée à un an en fonction du dosage en ciment pour toutes les durées de cure [53].

Muller et Sickert [54] comparent la résistance à la carbonatation de bétons préfabriqués à partir de ciment Portland ordinaire ou de ciment à base de laitier de hauts-fourneaux. Il ressort de leur étude que les bétons de ciment à base de laitier de haut fourneau se carbonatent beaucoup plus vite que les bétons de ciment Portland pour un rapport E/C identique. D'après **Venuat [55]**, l'effet du laitier est défavorable à court terme, mais après environ 5 ans, l'ajout de laitier ayant une finesse supérieure à celle du clinker peut diminuer la vitesse de carbonatation. **Ounoughi et al. [56]** constatent un comportement très différent entre un CEM I et le CHF-CEM III/B composé de 68 % de laitier de hauts-fourneaux pour un même rapport E/C de 0,51. La profondeur de carbonatation est de 0,1 mm pour le CEM I et de 11,5 mm pour le CEM III. D'après **Venuat et Alexandre [52]**, **Ho et Lewis [57]**, les bétons de ciment aux cendres volantes se carbonatent plus rapidement que les bétons au ciment Portland. **Kobayashi et Uno [58]** ont étudié la vitesse de carbonatation de bétons fabriqués avec des ciments à différentes teneurs en alcalins. Leurs résultats d'essais de carbonatation accélérée et de carbonatation naturelle montrent qu'une augmentation de la teneur en alcalins entraîne une carbonatation plus importante du béton.

Ces évaluations se fondent sur la connaissance de la microstructure et de la composition chimique de la pâte de ciment durcie résultant de l'utilisation de ciments composés. D'un point de vue chimique, les additions minérales conduisent à des matériaux à faible teneur en portlandite. Il résulte qu'une plus petite quantité de CO est nécessaire pour consommer toute la portlandite, ainsi le pH chute plus facilement.

II.5.1.4. Résistance à la compression :

La profondeur de carbonatation diminue lorsque la résistance en compression à 28 jours augmente [46,59-]. Cependant, deux bétons de même résistance mécanique peuvent avoir deux rapports E/C distincts et donc deux comportements différents vis-à-vis de la carbonatation.

II.5.1.5. Perméabilité au gaz :

La profondeur de carbonatation diminue avec la diminution de la perméabilité [60-61].

II.5.1.6. Degré de saturation des pores en eau liquide :

Si le béton est totalement saturé en eau liquide, la diffusion du CO₂ n'est possible qu'à travers la solution interstitielle, ceci freine considérablement la progression de la carbonatation dans la mesure où les coefficients de diffusion du CO₂ dans l'air et dans l'eau sont respectivement de l'ordre de $10^{-5} \text{ m}^2/\text{s}$ et $10^{-9} \text{ m}^2/\text{s}$. En revanche, si le degré de saturation est trop faible, la

dissolution du CO_2 est fortement limitée et la cinétique de carbonatation des hydrates est alors ralentie [33].

II.5.2. Paramètres extrinsèques aux bétons :

II.5.2.1. Cure humide :

Une bonne cure humide, qui consiste à maintenir le béton dans des conditions de température et d'humidité relative propices à une meilleure hydratation [60], diminue la vitesse de carbonatation [62-63]. Contrairement à une conservation à l'air libre, une cure dans l'eau favorise l'hydratation du ciment et réduit ainsi la porosité du béton ce qui conduit à un béton plus résistant à la carbonatation. Cette résistance à la carbonatation est d'autant plus importante que la durée de la cure est longue.

II.5.2.2. Humidité relative :

La vitesse de carbonatation est considérablement influencée par l'humidité relative du milieu environnant [64.65]. Pour que la carbonatation soit maximale, l'humidité relative doit être suffisamment faible pour qu'une phase gazeuse connectée permette la diffusion du CO_2 gazeux et suffisamment élevée pour que la réaction de carbonatation proprement dite puisse avoir lieu en phase aqueuse [66]. Selon les bétons, il est souvent admis que la vitesse de carbonatation est maximale entre 50 et 70 % d'humidité relative (Figure 2.9). En dessous de 50 % et au-dessus de 90 à 95 % la vitesse est très faible ou nulle [67].

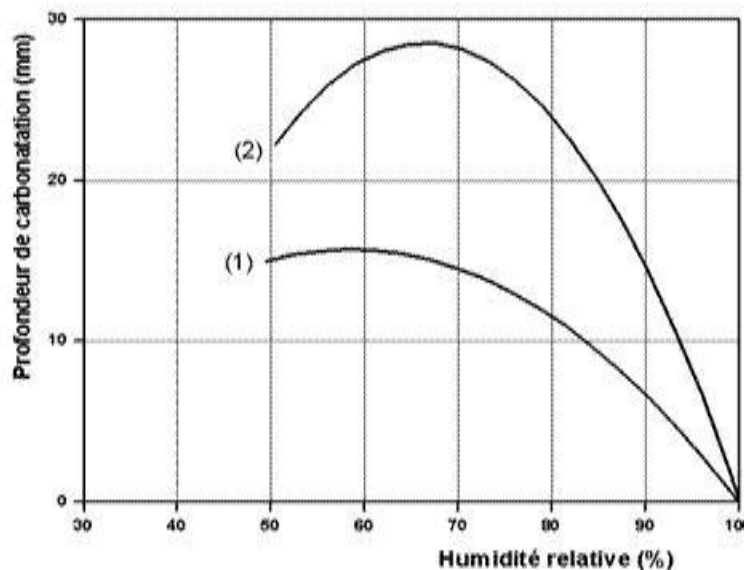


Figure II.9 : Influence de l'humidité relative sur la profondeur de carbonatation pour des bétons confectionnés avec des rapports E/C de 0.6 (courbe 1) et 0.8 (courbe 2) et conservés 16 ans à 20°C
D'après Wierig [68].

II.5.2.3. Concentration en CO₂ :

Des études montrent qu'une augmentation de la concentration en CO₂ accroît la vitesse de carbonatation [46, 69]. En fournissant du CO₂ en quantités continuellement suffisantes, les produits carbonatables à une profondeur donnée se carbonatent rapidement et se consomment donc d'autant. Ainsi, le front de carbonatation avance plus vite.

II.5.2.4. Température :

L'augmentation de température a deux effets opposés sur la vitesse de carbonatation : d'une part, elle accélère les réactions chimiques [70], favorise le séchage des pores et ainsi l'accès du CO₂ dans le réseau poral. D'autre part, elle diminue la solubilité du CO₂ et réduit sa concentration dans la phase gazeuse [71].

2.5.2.5. Porosité :

La porosité du béton influence les propriétés mécaniques du béton et sur leur durabilité [73]. La profondeur de carbonatation accélérée augmente lorsque la porosité accessible à l'eau augmente (Figure II.10).

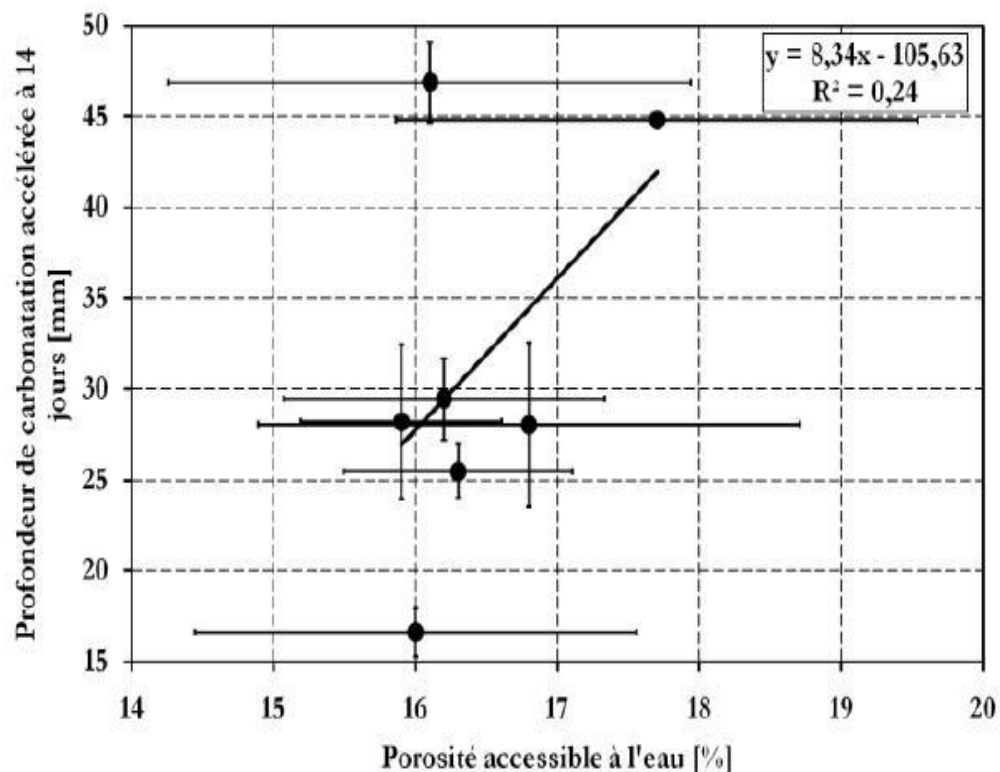


Figure II.10: Profondeurs moyennes de carbonatation accélérée des bétons mesurées après 14 jours dans l'enceinte en fonction de leurs porosités accessibles à l'eau mesurées à l'âge de 28 jours

— Conservation « Air » [72].

II.6.Principales conséquences de la carbonatation :

II.6.1.Diminution du pH et amorçage de la corrosion :

La principale conséquence de la carbonatation est évidemment la baisse du pH due à la dissolution de la Portlandite dans la solution interstitielle. Cette diminution de pH détruit la couche passivante et amorce ainsi la corrosion des armatures du béton armé ou précontraint lorsque le pH chute à une valeur d'environ 9 à leur profondeur d'enrobage. Le modèle conceptuel de corrosion par carbonatation dans le béton armé (Figure II.11) montre que les processus liés à la corrosion se développent selon deux périodes [74,75]. Dans le cas de la carbonatation, il est possible de résumer : Période d'incubation, elle correspond à la phase où le CO_2 transite dans le béton et où des processus physico-chimiques à l'origine de la corrosion des armatures peuvent avoir lieu à l'échelle microscopique, mais où aucune dégradation n'est encore visible à l'échelle macroscopique d'observation. Elle peut donc être définie comme le temps requis pour que les aciers soient dépassivés par la carbonatation ; Période de propagation, la phase où la corrosion s'amorce et des dégradations se développent.

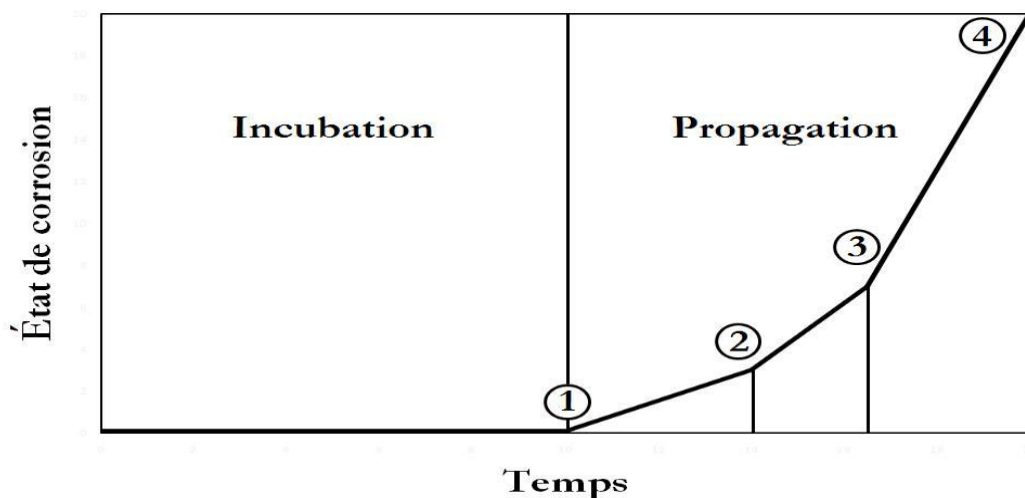


Figure II.11 : Diagramme de Tuutti modifié : (1) dépassivation des armatures, (2) apparition des fissures, (3) éclatement du béton en parement et (4) ruine [74].

II.6.2. Modification de la porosité :

La réaction de carbonatation des hydrates entraîne une augmentation du volume de la phase solide. Cette augmentation, de 3 à 19 % selon que le produit de réaction est de l'aragonite ou de la vaterite, se traduit par une notable réduction de porosité modifiant ainsi la distribution

des tailles de pores. Le Tableau 2.1 fournit les valeurs du volume molaire de la portlandite à comparer à celles des trois formes cristallines de carbonate de calcium.

Tableau II.1: Volume molaire de la calcite, de vatérite et de l'aragonite et de la portlandite .

Cristaux	Volume molaire ($\text{cm}^3 \cdot \text{mol}^{-1}$)
Ca(OH)_2 Portlandite	33
CaCO_3 Calcite	35
CaCO_3 Vatérite	38
CaCO_3 Aragonite	34

La nature du ciment intervient dans la variation de porosité. Elle est ainsi généralement plus forte pour des mortiers et béton à base de CEM I, plus faible s'ils sont à base de CEM III (Tableau II.2).

Tableau II.2: Porosités obtenues par intrusion au mercure sur des mortiers de E/C=0,5 .

Mortier à base de	CEM I	CEM II	CEM III
Mortier non carbonaté	14.4%		12.3%
Mortier carbonaté pendant 296 jours sous teneur atmosphérique de CO_2	12.9%	12.2%	11.3%
Mortier carbonaté pendant 157 jours dans une ambiance à 50% de CO_2	8.8%	10.8% 8.3%	8.3%

La variation de porosité est plus forte sur des pâtes de ciment :

Ranaivomanana observe sur une pâte de ciment CEM I de E/C = 0,5 une chute de 27 % à 15% de la porosité au mercure après une carbonatation accélérée sous pression partielle du CO_2 de 50%.

Ont montré une diminution de porosité de l'ordre de 10% à 15%, sur des pâtes de ciment de E/C variant de 0,3 à 0,8 La distribution de la taille des pores est également fortement modifiée par la carbonatation. Mais en plus d'une réduction globale de l'espace poreux autour du mode poreux principal inter hydrates (entre 10 et 100 nm), la carbonatation peut créer une macroporosité entre 100 et 200 nm [33].

II.6.3. Retrait de carbonatation :

Bien que la carbonatation entraîne une augmentation du volume de la phase solide, celle-ci induit un retrait et non un gonflement. émet l'hypothèse selon laquelle ce retrait est dû à la

dissolution des cristaux de Portlandite alors que ceux-ci sont soumis à des contraintes de compression, ce qui provoque une contraction dimensionnelle. indiquent que c'est la diminution de la quantité d'eau chimiquement liée, faisant partie des C-S-H, qui provoque un retrait du matériau. le retrait de carbonatation ne serait pas uniquement dû à la carbonatation de la Portlandite, mais s'expliquerait également par la dés hydratation et par la polymérisation du gel de silice formé après carbonatation des C-S-H.

II.6.4. Modification des propriétés mécaniques :

Les microcristaux de carbonate de calcium qui se forment à partir de la carbonatation des hydrates colmatent en partie les pores du béton et augmentent ses résistances mécaniques. En effet, il est bien connu que le CaCO_3 qui se forme par carbonatation de la Portlandite est un excellent liant. C'est lui qui d'ailleurs assure l'essentiel de la résistance mécanique des mortiers de chaux. La résistance à la compression et à la flexion de bétons au ciment CEM I conservés dans une atmosphère de CO_2 peut augmenter au maximum jusqu'à 30 % par rapport aux mêmes bétons conservés en atmosphère exempte de CO_2 . La résistance à la compression et à la flexion de mortiers modifiés polymères augmente d'environ 48 % après 5 jours de carbonatation accélérée. La résistance à la traction est également augmentée par la carbonatation, notamment dans le cas de mortiers médiocres et relativement poreux. Cette augmentation est marquée par un accroissement du module d'Young [85]. En revanche, la résistance mécanique après carbonatation diminue lorsque la teneur en clinker des ciments est inférieure à 40 % [67].

II.6.5. Modification des propriétés de transfert :

La réaction de carbonatation diminue le coefficient de diffusion effectif des gaz, toutefois la carbonatation naturelle ne semble pas affecter la perméabilité au gaz ni la perméabilité à l'eau liquide.

II.6.6. Modification de la teneur en eau :

La réaction de carbonatation libère de l'eau de structure dans la solution interstitielle. Cette eau libérée, qui augmente la teneur en eau évaporable dans le réseau poral du béton, peut participer à la composition de la solution interstitielle et contribuer au transport d'agents agressifs. Elle peut aussi augmenter le degré de saturation et ralentir ainsi la progression de la carbonatation.

II.7. Mécanisme de transport du gaz CO dans le réseau poreux du béton :

Le transfert du gaz CO₂ se fait par diffusion, cette dernière désigne le processus de transport d'un constituant dans un milieu donné sous l'effet de son agitation aléatoire à l'échelle moléculaire. S'il existe des différences de concentration entre deux points du milieu, ce phénomène engendre un transport global du constituant considéré, orienté de la zone la plus concentrée vers la zone la moins concentrée. En combinant la loi de Fick avec celui de conservation de la masse, l'équation de transfert diffusif du gaz CO à travers un matériau poreux s'exprime par :

$$\frac{\partial C_c}{\partial t} = \nabla (D_f \nabla C_c) \quad (2.15)$$

Pour une diffusion unidirectionnelle suivant z par exemple, l'équation (I-34) s'exprime par :

$$\frac{\partial C_c}{\partial t} = D_f \left(\frac{\partial^2 C_c}{\partial z^2} \right) \quad (2.16)$$

∇C est le gradient de concentration du CO₂ et D_f est le coefficient de diffusion du gaz carbonique CO₂, z, la variable spatiale et t, le temps.

Si l'on se place dans le cas d'un capillaire cylindrique, contrairement au cas de l'écoulement visqueux, la dimension capillaire n'a aucune influence sur la vitesse de diffusion si cette dimension reste grande par rapport au libre parcours moyen des molécules.

II.8.Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons présenté une étude sur la carbonatation des matériaux cimentaires. La carbonatation est un phénomène naturel qui n'est pas nocif pour le béton. Au contraire, la résistance mécanique et le module d'élasticité des bétons augmentent après carbonatation. Le gaz carbonique contenu dans l'air a tendance à se combiner avec les produits hydratés, en commençant par les bases alcalines dissoutes dans la solution aqueuse interstitielle, en particulier le Ca(OH)_2 , selon une réaction produisant du carbonate de calcium CaCO_3 . La progression de la carbonatation se fait de l'extérieur de l'ouvrage, en contact avec l'air ambiant, vers l'intérieur. Dans un premier temps, la vitesse de propagation est ralentie par la formation des carbonates qui colmatent partiellement la porosité. Elle diminue donc avec la profondeur atteinte. Dans un second temps, la carbonatation a pour conséquence une neutralisation du milieu de protection des armatures, qui peuvent alors s'oxyder. La cinétique du processus dépend de la teneur en dioxyde de carbone et de la facilité avec laquelle le gaz carbonique pénètre dans les pores du béton. Cette progression est fonction de paramètres liés aux caractéristiques du béton (nature et dosage du ciment, dosage en eau, porosité et perméabilité) et au milieu environnant. Plus le béton est compact, le dosage en ciment élevé, le rapport eau/ciment faible et la résistance du béton élevée, plus la progression du front de carbonatation est lente. Tout ce qui conduit à diminuer la porosité du béton retarde l'échéance de dé passivation des armatures. L'humidité relative de l'air joue, en particulier, un rôle important : la vitesse de carbonatation est maximale pour une humidité relative de l'ordre de 60 %, pratiquement nulle en atmosphère sèche ou pour des bétons complètement saturés en eau. La cinétique et la profondeur de carbonatation d'un béton sont donc fonction de sa composition, de sa structure poreuse, de la classe d'exposition et de l'humidité relative dans laquelle est situé l'ouvrage. Elle dépend aussi de la concentration en dioxyde de carbone et de la température de l'atmosphère environnant. Pour un béton courant, l'épaisseur de la couche carbonatée augmente proportionnellement à la racine carrée du temps.

CHAPITRE III

**CARACTERISTIQUE DE
GRANULAT ET LEUR
INFLUENCE SUR LE
BETON**

III.1. INTRODUCTION:

On appelle granulat tout matériau inerte provenant de l'érosion des roches ou de leur concassage et qui entre dans la composition de mortiers et de béton.

Le granulat est un composant important intervenant dans la fabrication du béton. On donnera le nom de granulats à un ensemble de grains inertes destinés à être agglomérés par un liant et à former un agrégat. Le terme agrégat, utilisé pour désigner les granulats, est donc impropre. En effet, un agrégat est un assemblage hétérogène de substances ou éléments qui adhèrent solidement entre eux (le mortier ou le béton par exemple).

Les granulats sont dits « courants » lorsque leur masse volumique réelle est supérieure ou égale à 2t/m^3 . Ils sont dits « légers » dans le cas contraire.

Ils sont désignés par d/D , où d et D représentent la plus petite et la plus Grande dimension du produit.

La dimension des granulats ne peut être quelconque. Elle doit être calibrée et répondre à des critères granulométriques précis qui dépendent de leur utilisation. En effet, le calibrage est une fourchette plus ou moins large obtenue à l'aide des opérations de concassage et de criblage qu'on appelle « classe granulaire », désignée par l'intervalle $d - D$

La norme française (XP P 18-540, 1997). Indique la terminologie usuelle des classes granulaires suivantes selon leurs dimensions :

Filler 0/D pour $\ll D \gg < 2\text{mm}$ et ayant au moins 70% de grains passant au tamis de 0,63mm;

Sablon 0/D pour $\ll D \gg \leq 1\text{mm}$ et avec moins 70% de grains passant au tamis de 0,63mm;

Sable 0/D lorsque $\ll D \gg$ est tel que : $1\text{mm} < D \leq 6,3\text{mm}$;

Gravier 0/D lorsque $\ll D \gg > 6,3\text{mm}$;

Gravillons d/D lorsque $\ll d \gg \geq 1\text{mm}$ et $\ll D \gg \leq 125\text{mm}$;

Ballast d/D lorsque $\ll d \gg \geq 25\text{mm}$ et $\ll D \gg \leq 50\text{mm}$;

Les granulats destinés aux bétons hydrauliques sont classés en plusieurs catégories avec des spécifications particulières pour chacune d'elles :

- La catégorie « A » correspond aux granulats destinés à la confection de béton de qualité (ouvrages d'art ou bâtiments pour lesquels la résistance caractéristique $R_c \geq 35\text{ MPa}$).
- La catégorie « B » correspond aux granulats destinés à de bons bétons, à la condition que leur coefficient d'absorption respecte les spécifications imposées aux granulats de catégorie « A ».
- Pour les bétons courants, les granulats de catégorie « C » conviennent, ainsi que les granulats dont deux caractéristiques au plus sont de catégorie « D » et que les autres

correspondent à celles de catégories supérieures, faute de quoi ils ne doivent pas être utilisés dans la confection de bétons courants (DREUX G. FESTA J, 1998).

La classe des granulats est définie par tamisage au travers d'une série de tamis. Les normes (NF EN 933-2, 1996) préconise pour d'étude granulométrique, les tamis dont les maille sont les dimension suivante en mm: 0,63 - 0,125 - 0,25 - 0,50 – 1 – 2 – 4 – 8 – 12 - 31,5 – 63 - 125.

III.2.CARACTERISTIQUE DES GRANULATS:

Les granulats se caractérisent par un certain nombre de propriétés, quel que soit leur usage : en béton hydraulique, en chaussées ou encore en préfabrication. Ces propriétés dépendent :

- De l'origine des granulats : ce sont des caractéristiques liées à la roche ou au produit constituant les grains qu'on appelle « caractéristiques intrinsèques » ;
- Du traitement qu'ils ont subi entre leur extraction et leur passage à l'état de produits finis dans l'usine de traitement : ce sont les caractéristiques liées à l'élaboration des granulats qu'on appelle « caractéristiques de fabrication ». Ces caractéristiques sont mesurées par des essais le plus souvent normalisés (Maillot R, 2001).

III.2.1-Caractéristiques de fabrication:

Il est évident que les granulats occupent la majorité dans la constitution du béton, ce qui révèle l'importance de l'influence des caractéristiques des granulats sur la qualité du béton.

La norme expérimentale définit les caractéristiques des granulats pouvant être utilisé pour la confection de béton hydraulique.

III. 2.1.1 Propreté des granulats:

L'utilisation des granulats pollués, présence d'argile à la surface des granulats ou autres impuretés, provoquant une baisse des résistances mécaniques et une augmentation du retrait, sans oublier l'incidence de l'excès d'eau sur les caractéristiques du béton (DREUX G. FESTA J, 1998).

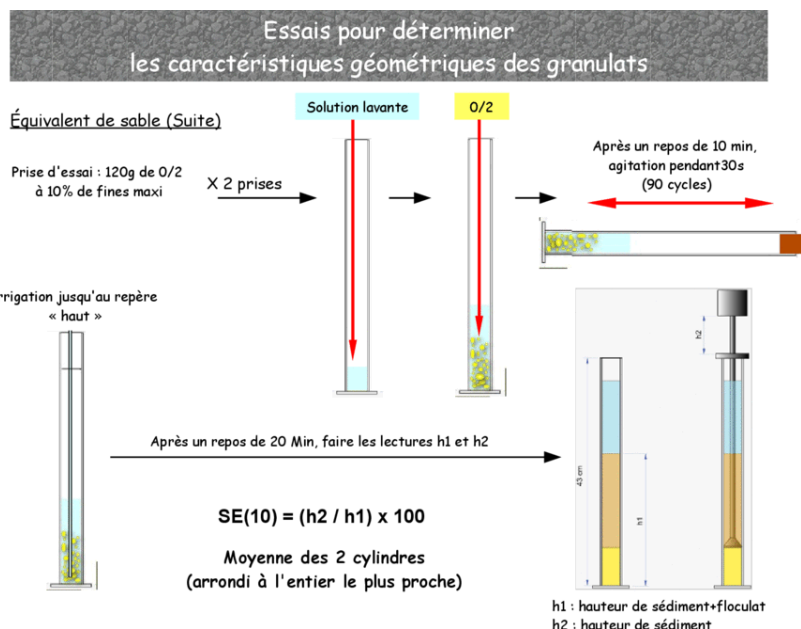
Il est impératif donc, que la propreté des granulats doit être toujours vérifiée, que ce soit, celle des sables ou des gravillons.

2.1.1.1 Propreté des sables :

Est contrôlée en mesurant l'importance des pollutions argileuses dans les sables par l'essai dit « Équivalent de sable » :

1.Équivalent de sable « ES » P 18-598 octobre 1991 :

L'essai consiste à séparer par agitation, dans une éprouvette, au moyen d'une solution lavant, les sables, qui décantent, et les éléments fins qui restent en suspension, comme la figure suivante.



(Figure III-1): Détermination de l'équivalent de sable

- **Objet** : La présente norme a pour objet de définir une caractéristique des sables intitulée «équivalent de sable» et de fixer la méthode permettant de déterminer cette caractéristique
- **Domaine d'application** : La présente norme s'applique aux sables, d'origine naturelle ou artificielle, utilisés dans le domaine du bâtiment et du génie civil
- **Préparation de l'échantillon pour essai** : L'échantillon pour laboratoire doit être préparé suivant les prescriptions de la norme P 18-553. Sa masse doit être telle que la fraction passant au tamis de 5 mm pèse 500 à 700 g. Si l'échantillon pour laboratoire n'est pas humide, l'humidifier afin d'éviter les pertes de fines et la ségrégation. Sur celui-ci, procéder à la préparation d'un échantillon pour la détermination de la teneur en eau w et de deux échantillons pour essai. L'essai s'effectue sur le sable à sa teneur en eau naturelle, la masse sèche de l'échantillon pour essai doit être de $120 \text{ g} \pm 1 \text{ g}$.
- **Exécution de l'essai** :
- **Mise en place d'essai** : La solution lavante ayant été siphonnée dans l'éprouvette cylindrique, jusqu'au trait repère inférieur, la prise d'essai humide, correspondant à une masse sèche de $120 \text{ g} \pm 1 \text{ g}$ de matériau, est versée soigneusement à l'aide de l'entonnoir dans

l'éprouvette posée verticalement. Frapper fortement à plusieurs reprises la base de l'éprouvette sur la paume de la main pour déloger les bulles d'air et favoriser le mouillage de l'échantillon. Laisser reposer dix minutes.

P 18-598 - 6

- **Agitation de l'éprouvette** : À la fin de cette période de dix minutes, boucher l'éprouvette à l'aide du bouchon de caoutchouc, puis fixer l'éprouvette sur la machine d'agitation. Faire subir à l'éprouvette 90 cycles ± 1 cycle en 30 s ± 1 s. Remettre l'éprouvette en position verticale sur la table d'essais.

- **Lavage** : Oter le bouchon de caoutchouc et le rincer au dessus de l'éprouvette avec la solution la vante. En descendant le tube laveur dans l'éprouvette rincer les parois de l'éprouvette avec la solution la vante, puis enfoncer le tube jusqu'au fond de l'éprouvette. Faire remonter les éléments argileux, tout en maintenant l'éprouvette en position verticale en procédant de la manière suivante : l'éprouvette étant soumise à un lent mouvement de rotation, remonter lentement et régulièrement le tube laveur. Lorsque le niveau du liquide atteint le trait repère supérieur, relever le tube laveur, de façon à ce que le niveau du liquide se maintienne à hauteur du trait repère. Arrêter l'écoulement dès la sortie du tube laveur.

- **Mesures** : Laisser reposer pendant 20 min ± 10 s. Au bout de ces 20 min, mesurer à l'aide du réglet la hauteur h_1 du niveau supérieur du floculat par rapport au fond de l'éprouvette. Mesurer également la hauteur h'_2 du niveau supérieur de la partie sédimentée par rapport au fond de l'éprouvette. Descendre doucement le piston taré dans l'éprouvette, jusqu'à ce qu'il repose sur le sédiment. Pendant cette opération, le manchon coulissant prend appui sur l'éprouvette. Lorsque l'embase du piston repose sur le sédiment, bloquer le manchon coulissant sur la tige du piston. Introduire le réglet dans l'encoche du manchon, faire venir buter le zéro contre la face inférieure de la tête du piston (figure 2). Lire la hauteur du sédiment h_2 au niveau de la face supérieure du manchon. Arrondir les hauteurs h_1 , h'_2 et h_2 au millimètre le plus voisin

- **Expression des résultats** :

- L'équivalent de sable est donné par la formule :

$$Es = 100 \frac{h_2}{h_1}$$

- L'équivalent de sable visuel est, dans les mêmes conditions, donné par la formule :

$$Esv = 100 \frac{h'_2}{h_1}$$

Ces résultats sont donnés avec une décimale.

La détermination portant sur deux échantillons, la propreté du sable est la moyenne des deux valeurs obtenues.

La valeur de la moyenne est arrondie à l'entier le plus voisin.

(Tableau III-1) : Qualité du Sable en Fonction de le Valeur de l'ES

ES À VUE	ES PISTON	RENSEIGNEMENT SUR LA QUALITE DU SABLE EN FONCTION DE LA VALEUR DE L'ES.
ESV < 65	ESP < 60	Sable argileux d'où risque de retrait ou de gonflement ; ne doit pas être utilisé dans la confection de bétons de qualité
$75 \leq \text{ESV} \leq 85$	$70 \leq \text{ESP} \leq 80$	Sable propre ; un ESV > 75 permet en fait d'obtenir des bétons de résistance relativement élevée, mais le fascicule 65A spécifie un $\text{ESV} \geq 80$ pour les bétons de résistance > 30 MPa.
$65 \leq \text{ESV} \leq 75$	$60 \leq \text{ESP} \leq 70$	Sable légèrement argileux ; peut être admis à la confection de bétons de qualité courante risquant de présenter un retrait plus important, à moins que l'essai au bleu ne donne une valeur VB ≤ 1.
ESV ≥ 85	ESP ≥ 80	Sable très propre ; la très faible teneur en fines argileuses peut entraîner un défaut de plasticité que l'emploi d'un adjuvant plastifiant doit compenser.

La teneur en fines d'un granulat est définie par le passant à 0,08mm, d'après la norme (XP P 18-540, 1997). La dite norme indique la teneur maximale en fines (Limite supérieure) dans les sables, mesurée sur la fraction 0/4 mm en fonction de la catégorie des granulats. Le tableau II-2 donne la fraction en fines (f) de la fraction 0/4mm.

Tableau (III -2) : Teneur en Fines (f) de le Fraction 0/4 mm

Catégorie	Passant (%) au tamis de 0.08mm
A	Ls 12
B	Ls 15
C	Ls 18
D	Pas de Spécifications

Dans Les cas où la teneur en fines « f » est supérieure à 10%, la propreté des sables est déterminée, sur la fraction 0/2 mm, limitée à 10% de fines, et selon l'essai d'Équivalent de sable à 10% de fines. Dans Les cas où la teneur en fines « f » est supérieure à 10%, la propreté des sables est déterminée, sur la fraction 0/2 mm, limitée à 10% de fines, et selon l'essai d'Équivalent de sable à 10% de fines.

2.Essai au bleu de méthylène « VB » : Dans les sables concassés ou broyés, le pourcentage des fines peut être important. Elles peuvent avoir une nocivité grande lorsqu'elles contiennent des matières argileuses d'où la nécessité de vérifier au moyen de l'essai au bleu de méthylène si elles sont ou non nocives (DREUX G. FESTA J, 1998).

La norme (XP P 18-540, 1997) indique les valeurs limites d'Équivalent de sable à 10% de fines « PS » ainsi que la valeur spécifiée supérieure de l'Essai au bleu de méthylène «VB » en fonction de la catégorie des granulats. La conformité est obtenue si au moins l'une des valeurs spécifiées de PS ou de VB est respectée :

(Tableau III-3) :Valeurs Spécifiées de (PS) et (VB)

Catégorie	PS (%)		Ou VB _{0/D} (g)
	Sable d'extraction alluvionnaire	Autre sable	
A	Vsi65	Vsi60	Vss1
B ,Cet D	Vsi60	Vsi50	

III.3. Propreté superficielle des gravillons :

La présence des impuretés, en particulier, de la gangue argileuse ou des poussières autour des grains dans les bétons, risque de compromettre l'adhérence pâte – granulats et en conséquence diminution de la résistance (DREUX G. FESTA J, 1998).

La propreté superficielle est définie comme étant le pourcentage pondéral de particules inférieures à 0,5 mm, que ces particules soient simplement mélangées ou adhérentes à la surface des granulats supérieurs à 2 mm (NF P18-591, 1990).

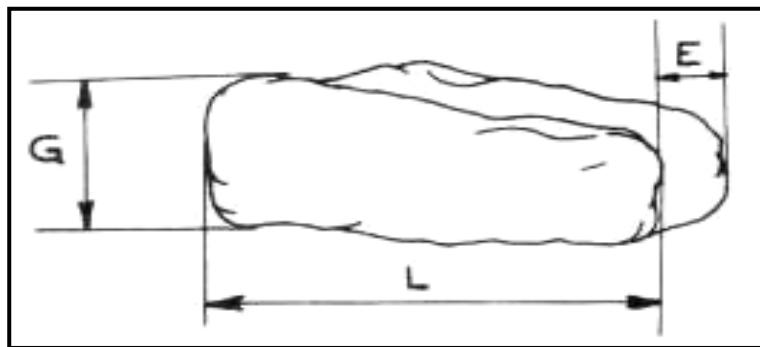
La propreté superficielle « P », c'est-à-dire le pourcentage de matières prohibées, vase et argile, éliminées lors de l'essai doit être $\leq 1,5 \%$ dans le cas de gravillons n'ayant pas subi de concassage, valeur portée à 3 pour les gravillons de roches massives ou provenant d'extraction alluvionnaire ou marine d'indice de concassage « IC » ≥ 50 si $VB \leq 10$ F, F VB

étant la valeur de bleu sur le 0/ 0,125 exprimé en g/kg (l'indice de concassage « IC » est le pourcentage d'éléments > au « D » du granulat élaboré contenu dans le matériau d'origine soumis au concassage) (DREUX G. FESTA J, 1998).

III.3.1. Forme de granulat et coefficient d'aplatissement A:

La forme d'un granulat est définie par trois dimensions principales :

- Longueur **L** : distance maximale séparent deux plans parallèles,
- Épaisseur **E** : distance minimale séparent deux plans parallèles,
- Grosseur **G** : côté du plus petit tamis laissant passer le granulat.



(Figure III-2) Dimensions d'un Grain de Granulat

Le coefficient d'aplatissement A d'un ensemble de granulats est le pourcentage pondéral des éléments qui vérifient la relation:

$$G/E > 1,58$$

III.3.2. Granularité :

La granularité est la distribution par dimension des grains des granulats. Elle permet de déterminer la grosseur et le pourcentages pondéraux respectifs des différentes classes granulaires constituant l'échantillon. Et elle s'applique à tous les granulats dont la dimension nominale est au plus égale à 63 mm, à l'exclusion des fillers (GORISSE F, 1978).

Elle est déterminée par l'essai d'analyse granulométrique. Cet essai consiste à tamiser la granulat sur une série de tamis à maille carre et peser les refus sur chaque tamis on trace en suite la courbe granulométrique.

La courbe granulométrique traduit la distribution pondérale des grains composant un granulat donné (d/D).

Les résultats sont reportés sur un diagramme semi-logarithmique. L'analyse granulaire s'effectue en deux temps. Une première étape s'effectue par un tamisage mécanique à l'aide

d'une colonne montée sur une source vibrante durant un temps déterminé. La seconde phase (finition) se fait manuellement au niveau de chaque tamis de la série afin d'affiner l'analyse granulométrique (CASSAGNABERE Franck, 2007).

Les courbes granulométriques sont tracées en coordonnées semi logarithmiques. En ordonnée on porte le pourcentage, en poids, des tamisas sous les tamis dont les mailles sont indiquées en abscisse selon une graduation logarithmique.

III.4. Analyse granulométrique par tamisage P 18-560 Septembre 1990 :

- Objet :

La présente norme a pour objet de définir le mode opératoire pour la détermination de la granularité des granulats dont les dimensions sont comprises entre 0,063 et 80 mm

- Domaine d'application :

La présente norme s'applique aux granulats d'origine naturelle ou artificielle, utilisés dans le domaine du bâtiment et du génie civil

- Généralités :

- Définitions :

- Granularité : distribution dimensionnelle des grains.
- Refus sur un tamis : matériau qui est retenu sur le tamis.
- Tamisat (ou passant) : matériau qui passe à travers le tamis

- Principe de l'essai :

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

Les masses des différents refus ou celles des différents tamisât sont rapportées à la masse initiale de matériau, les pourcentages ainsi obtenus sont exploités, soit sous leur forme numérique, soit sous une forme graphique (courbe granulométrique)

- Préparation de l'échantillon pour l'essai : L'échantillon doit être préparé suivant les prescriptions de la norme P 18-553. La masse M de l'échantillon pour essai doit être supérieure à $0,2 D$, avec M exprimé en kilogrammes et D plus grande dimension spécifiée en millimètres.



(Figure III-3):Analyse granulométrique par tamisage

- Détermination de la masse sèche de l'échantillon soumis à l'analyse granulométrique L'essai s'effectue sur le matériau à la teneur en eau à laquelle il se trouve avant l'analyse afin d'éviter un séchage qui présente des inconvénients : perte de temps due au séchage avant tamisage, risque d'agglomération des particules par séchage. À partir de l'échantillon pour laboratoire, il est donc préparé deux échantillons pour essai .

L'un de masse M_{1h} pour déterminer la masse sèche de l'échantillon soumis à l'analyse granulométrique, l'autre de masse M_h pour effectuer l'analyse granulométrique.}

pesée des deux échantillons M_{1h} et M_h ;}

Séchage à l'étuve jusqu'à à masse constante (c'est-à-dire jusqu'à ce que deux pesées successives de l'échantillon, séparées d'une heure, ne diffèrent pas de plus de 0,1 %) du premier échantillon M_{1h} et pesée, soit M_{1s} sa masse sèche .La masse sèche (M_s) de l'échantillon soumis à l'analyse granulométrique est calculée de la manière suivante :

$$M_s = \frac{M_{1s}}{M_{1h}} M_h$$

Les résultats des différentes pesées cumulées sont portés sur une feuille d'essai dont un modèle est

donné en annexe A. Les masses des différents refus cumulés R_i , sont rapportées à la masse totale calculée de l'échantillon pour essai sec M_s et les pourcentages de refus cumulés ainsi obtenus,

$$\frac{R_i}{M_s} 100$$

Inscrits sur la feuille d'essai. Les pourcentages de tamisats correspondants sont égaux à

$$100 - \frac{R_i}{M_s} 100$$

III.4.1. Module de finesse:

La finesse du sable est quantifiée par le calcul de son module de finesse à partir de l'analyse granulométrique. Plus le module est faible et plus le sable est riche en éléments fins (GORISSE F, 1978).

Le module de finesse d'un granulat est égal au 1/100 de la somme des refus, exprimés en pourcentages sur les différents tamis de la série suivante :

$$0.16 - 0.315 - 0.63 - 1.25 - 2.5 - 5 - 10 - 20 - 40 - \text{et } 80\text{mm}$$

Le module de finesse étant presque exclusivement vérifié sur les sables, les tamis concernent sont :

$$0.16 - 0.315 - 0.63 - 1.25 - 2.5 \text{ et } 5 \text{ mm.}$$

Le module de finesse, c'est une caractéristique intéressante qui donne des indications sur le comportement probable d'un mélange de béton fabriqué avec un sable d'une granulométrie donnée. Un bon sable à béton doit avoir un module de finesse d'environ 2.2 à 2.8 ; au-dessous, le sable a une majorité d'éléments fins et très fins, ce qui nécessite une augmentation du dosage en eau ; au-dessus, le sable manque de fines et le béton y perd en ouvrabilité.

La norme XP P 18 - 540 indique une limite inférieure $L_i = 1,8$ et une limite supérieure $L_s = 3,2$ pour les sables de catégories A et B.

III.5. Caractéristiques intrinsèques:

Elles sont liées en général à la qualité de la roche exploitée. A savoir masse volumique réelle, Porosité, absorption d'eau, etc.

III. 5. 1. Masses volumiques P 18-555 décembre 1990 :

III. 5. 1.1. La masse volumique apparente :

La masse volumique apparente d'un granulat est la masse du granulat occupant l'unité de volume, tous vides compris « volume apparent ».

Elle est utile à connaître pour le dosage volumétrique des granulats. Elle varie en fonction de la teneur en eau, notamment pour le sable qui foisonne.

Pour les granulats naturels courants, la masse volumique apparente varie de 1300 à 1600 kg/m³ suivant la nature minéralogique et la teneur en eau.

Par contre, pour les granulats minéraux légers en terre cuite et autres matériaux légers concassés, elle varie de 900 à 1000 kg/m³ pour les gravillons des classes (5/15) à (10/20) et de 1100 à 1300 pour les sables de classe (0/5).



Figure (III-4): La masse volumique apparente

III. 5. 1.2. La masse volumique absolue:

La masse volumique absolue d'un granulat est le rapport de sa masse sèche par le volume de matière solide sans aucun vide contenu dans les grains « volume absolu ».

Elle varie assez peu pour la plupart des granulats naturels courants: en moyenne de 2450 à 2650 kg/m³. Sa détermination est nécessaire pour le dosage pondéral des granulats.



(Figure III-5): La masse volumique absolue

III.5. Détermination du coefficient d'absorption d'eau des granulats légers NF 1097-6 Juin 2001:

I nit numérotation des tableaux d'annexe I nit numérotation des figures d'annexe I nit numérotation des équations d'annexe.

- Généralités :

La présente annexe décrit une méthode utilisant un pycnomètre pour déterminer la masse volumique réelle et le coefficient d'absorption d'eau, en fonction du temps, des granulats légers. Elle s'applique aux granulats entre 4 mm et 31,5 mm .

- Préparation de la prise d'essai :

Les granulats doivent être échantillonnés conformément à l'EN 932-1, puis réduits conformément à l'EN 932-2. L'essai doit être réalisé en utilisant deux prises d'essai. Préparer chacune d'elles pour obtenir un volume compris entre 0,5 l et 0,6 l. La laver sur un tamis de 4 mm afin d'éliminer les grains les plus fins, puis la laisser s'égoutter.

Écarter tous les grains refusés au tamis de 31,5 mm.

- Étalonnage du pycnomètre :

Peser (M_p) le pycnomètre sec ainsi que l'entonnoir et la grille (si elle est utilisée). Déterminer le volume du pycnomètre en le remplissant d'eau à $(22 \pm 3)^\circ\text{C}$ et en le laissant pendant au moins 1 h dans le bain d'eau à $(22 \pm 1)^\circ\text{C}$. Compléter avec de l'eau jusqu'à la marque sur l'entonnoir puis le retirer du bain d'eau. Sécher l'extérieur avec soin et peser (M). Calculer $(M - M_1)$. Corriger le résultat pour tenir compte de la masse volumique de l'eau en divisant la masse d'eau remplissant le pycnomètre par la masse volumique de l'eau à la température d'étalonnage mesurée, afin d'obtenir le volume calculé (V_p).

NOTE :

est possible de préétalonner le volume du pycnomètre au lieu de le mesurer à chaque essai. C

- Mode opératoire :

L'essai est effectué en double en utilisant deux prises d'essai. Maintenir le bain d'eau à une température de $(22 \pm 1)^\circ\text{C}$ pendant toute la durée de l'essai. Peser le pycnomètre et son entonnoir, ou, s'il s'agit de granulats légers flottants, peser le pycnomètre, la grille et l'entonnoir (m_1). Sécher les prises d'essai dans l'étuve à $(110 \pm 5)^\circ\text{C}$ jusqu'à masse constante. Laisser refroidir à température ambiante et placer avec précaution la première prise d'essai dans le pycnomètre. Peser le pycnomètre contenant la première prise d'essai, ou, s'il s'agit de granulats légers flottants, insérer la grille dans le pycnomètre, placer l'entonnoir au sommet et peser le tout (m_2). NOTE 1 Pour éviter que l'entonnoir n'adhère au pycnomètre, il est possible d'appliquer sur la zone de contact un peu de gel de silicone avant la pesée.

Page 23 EN 1097-6:2000 Remplir le pycnomètre d'eau à $(22 \pm 1)^\circ\text{C}$ jusqu'au repère sur l'entonnoir et déclencher le chronomètre. Placer le tout dans le bain d'eau à $(22 \pm 1)^\circ\text{C}$. Pendant l'essai, ajouter la quantité d'eau nécessaire pour la maintenir au niveau du repère sur l'entonnoir. Au bout de 5 min, sortir le tout du bain d'eau. Remuer les granulats en faisant tourner et en tapotant doucement le pycnomètre ou appliquer une légère vibration pour éliminer l'air occlus. Remplir à nouveau le pycnomètre d'eau jusqu'au repère sur l'entonnoir. Sécher soigneusement les parois extérieures et peser (M_5). Remettre le pycnomètre dans le bain d'eau. Répéter l'opération décrite ci-dessus au bout de 24 h (M_{24}). NOTE 2 L'opération peut également être réalisée à l'issue d'autres laps de temps (2 h et 7 jours sont des exemples de durée convenant aux utilisations finales des granulats. À l'issue du mesurage final, vider l'eau du pycnomètre. Transférer les granulats sur un tissu sec et éliminer l'eau de surface en les roulant doucement dans le tissu pendant 15 s maximum. Peser les granulats (M_w).

Répéter le mode opératoire pour la deuxième prise d'essai.

NOTE : Pour la plupart des essais, M_w sera déterminé après 24 h. C

- Calcul et expression des résultats :

Calculer le coefficient d'absorption d'eau (en pourcentage de la masse sèche), au moment des mesurages intermédiaires (WI), conformément à l'équation suivante :

$$WI = WF - \left(\frac{Mf - MI}{m2 - m1} \right) \times 100$$

m1 : est la masse du pycnomètre, de l'entonnoir et de la grille (si elle est utilisée), en grammes

m2 : est la masse du pycnomètre, de l'entonnoir, de la prise d'essai sèche et de la grille (si elle est utilisée), en grammes

MF : est la masse du pycnomètre, de l'entonnoir, de la prise d'essai, de l'eau et de la grille (si elle est utilisée) au moment du mesurage final, en grammes ;

MI : est la masse du pycnomètre, de l'entonnoir, de la prise d'essai, de l'eau et de la grille (si elle est utilisée) au moment des mesurages intermédiaires, en grammes .

Calculer chacune des valeurs du coefficient d'absorption d'eau à 0,1 % près. Prendre la moyenne des deux prises d'essai, arrondie à 0,1 % près, comme étant le coefficient d'absorption d'eau pour chaque période de mesurage



Figure (III-6):Détermination du coefficient d'absorption

Tableau (III-4) :Valeurs Spécifiées Supérieures du Coefficient d'absorption d'eau

CATEGORIE	VSS en %
A	2,5
B	5
C	6
D	Pas de spécification

En général, les granulats naturels utilisés pour la confection du béton sont peu poreux et n'absorbent pratiquement pas d'eau lorsqu'ils sont gâchés avec le ciment et l'eau. Par contre, des granulats artificiels, tels le LECA (Light expanded clay aggregate = agrégats légers expansés d'argile), sont poreux. Il faut alors tenir compte de l'absorption de l'eau par les granulats lorsque l'on détermine la quantité d'eau requise pour fabriquer le béton.

III.6.Détermination de la teneur en eau par séchage en étuve ventilée NFEN 1097-5 1

- Objectif du test :

Le test de la teneur en eau permet la détermination de la quantité d'eau existante dans le sol naturel (échantillon).

$$W = \frac{M_w}{M_s} \times 100 (\%)$$

M_w: Masse de l'eau dans le sol (échantillon) **M_s**: Masse des particules solides du sol (échantillon)

La teneur en eau est exprimée en pourcentage.

- Equipements :

- Echantillon du sol - Récipients - Four avec contrôle de températures (étuve) - Balance

- Procédure :

1 1-Peser le récipient muni du couvercle (M1).

Identifier le avec une étiquette.

2-Placer l'échantillon à l'état naturel dans le récipient et peser l'ensemble (échantillon + récipient), (M2). De préférence garder le fermé afin de garder l'humidité de l'échantillon .

3-Places l'ensemble (échantillon + récipient) dans l'étuve avec température réglée à (110 ± 5)°C une fois le récipient dans l'étuve n'oublier pas d'enlever le couvercle.

4-Après 24h retirer le récipient avec le sol sec.

Remettre le couvercle et peser (M3) en utilisant la même balance.

5-Déterminer la teneur en eau W exprimée en pourcentage : Laboratoire de la mécanique des sols/ 2017-2018

M₁ : Masse du récipient.

$$w = \frac{M_2 - M_3}{M_3 - M_1} \times 100 (\%)$$

M₂ : Masse du récipient + Masse du sol humide. **M₃** : Masse du récipient + Masse du sol sec. Conclusion : Sol très humide Sol humide Sol sec Mettre une croix dans la case appropriée



(Figure III-7):Détermination la teneur en eau

III. 7 INFLUENCE DES CARACTÉRISTIQUES GRANULAIRES SUR LES BETONS:

III.7.1 État de Surface des Granulats:

L'état de surface d'un granulat (forme, rugosité, angularité et propreté) n'influe pas que sur l'adhérence pâte – granulat, il influe également sur l'aptitude du béton à être mis en oeuvre c'est-à-dire à être malaxé, transporté, mis en place (ATHIL, 1998).

III. 7. 1. 1 Forme et texture des granulats:

L'état de surface d'un granulat (forme, rugosité, angularité et propreté) n'influe pas que sur l'adhérence pâte – granulat, il influe également sur l'aptitude du béton à être mis en oeuvre c'est-à-dire à être malaxé, transporté, mis en place.

La forme des granulats influence surtout sur les propriétés du béton frais. Pour une maniabilité donnée, la forme la plus souhaitable se rapprochant de la sphère.

En effet, la mise en place d'un béton exige un excès d'eau pour lubrifier les grains du mélange de façon à atteindre une ouvrabilité normale. Cet excès d'eau sera d'autant plus faible que les grains seront plus arrondis ou cubiques. Une mauvaise forme (aiguilles, plats) nécessite une quantité d'eau plus élevée et peut provoquer des défauts d'aspect.

La rugosité de la surface des granulats influe sur la résistance des bétons. Les granulats concassés ont une surface rugueuse et de forme angulaire, ce qui assure une meilleure adhérence pâte de ciment – granulat, et par conséquent une meilleure résistance du béton fabriqué avec les granulats concassés.

III. 7.1.2 Propreté des granulats:

Les granulats enrobés d'impuretés telles que la gangue argileuse ou des poussières fines risquent, d'une part, de rendre la mise en œuvre du béton beaucoup plus difficile, d'autre part, de compromettre leur adhérence avec la pâte de ciment.

Le Tableau III-5 suivant, présente l'influence qualitative des paramètres d'état de surface sur la facilité de mise en œuvre du béton et l'adhérence pâte – granulat (ATHIL, 1998).

(Tableau III-5) :Influence Qualitative des Paramètres d'État de Surface sur la Facilité de Mise en œuvre du Béton et l'Adhérence Pâte – Granulat

Caractéristique du granulat	Mise en œuvre	Adhérence
Mal propreté du granulat	Défavorable	Très défavorable
Granulé roulé (angularité faible ou nulle)	Favorable	Défavorable
Granulé concassé	Défavorable	Favorable
(angularité maximale)		
Forme mauvaise (granulats roulés)	-	Défavorable
Forme mauvaise (granulats concassés)	Défavorable (lentilles d'eau sous les grains)	Très défavorable (lentilles d'eau sous les grains)
Rugosité des faces des grains	-	Très favorable

III.7.1.3 Influence de G/S:

Le rapport G/S exprime le rapport volumique entre le dosage en gravier (G) et le dosage en sable (S).

Selon Dreux et Festa, l'influence de la composition granulométrique sur la composition des bétons est relativement faible, tant en ce qui concerne les proportions relatives de sable et de gravillon (rapport G/S) que la continuité ou la discontinuité de la courbe granulométrique.

En effet, l'influence du rapport G/S est relativement faible pour des $G/S \leq 2$ (valeurs les plus courantes), tandis que la résistance augmente plus sensiblement pour des valeurs plus élevées de G/S surtout pour les bétons fermes ; mais pour des raisons d'ouvrabilité, il ne convient pas

de dépasser $G/S = 2.0$ à 2.2 pour les bétons courants, sauf à prendre des précautions particulières à la mise en œuvre.

Le Tableau III-6 ci-après récapitule les principales qualités des bétons en fonction de leur G/S et de leur granularité continue ou discontinue

Tableau(III-6:) Récapitulation des Principales Qualités des Bétons en Fonction de leur G/S et de leur Granularité Continue ou Discontinue

CARACTERISTIQUES	APPRECIATIONS CONCERNANT LES BETONS	
	avec G/S élevé par rapport à ceux à G/S faible	avec granularité discontinue par rapport à ceux à granularité continue
Ouvrabilité	Moins bon surtout pour $G/S > 2,2$	Moins bon surtout si $G/S > 2,2$
Résistance en compression	Meilleure, surtout pour $G/S \geq 2,2$	Très légèrement supérieure
Résistance en traction	Sans corrélation apparent	Très légèrement inférieure
Module d'élasticité	Sans corrélation très nette sauf pour le module statique un peu plus élevé en fonction de G/S	Un peu plus élevé
Vitesse du son	Sans corrélation très nette	Légèrement supérieure
Indice sclérométrique	Un peu supérieur	Très légèrement supérieur
Retrait	Sans corrélation très nette	Moins élevé surtout si $G/S > 2,2$
Compacité, densité	Légèrement plus élevée pour $G/S > 2,2$	Un peu plus élevée

III.7.2 Dimension Maximale « D »:

Un béton tire du granulat une bonne part de sa résistance et plus particulièrement du gros granulat. La contrainte de rupture à partir de laquelle se développent les fissures dépend en grande partie des propriétés de gros granulat.

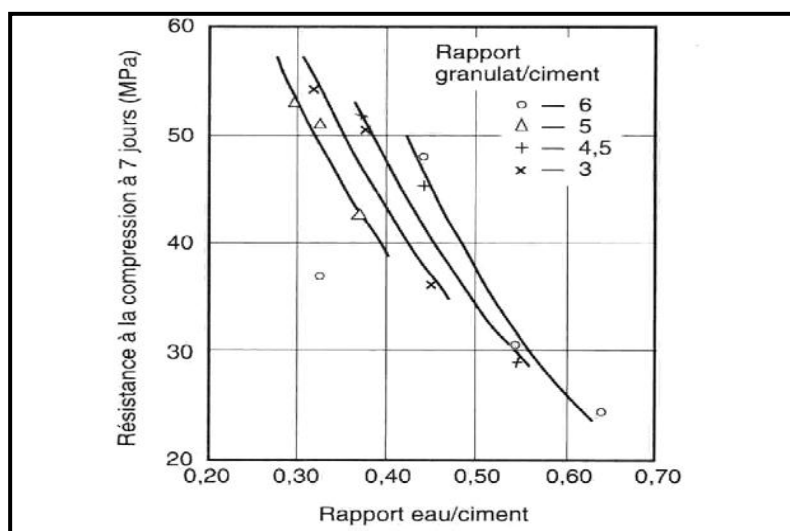
En effet, l'adhérence pâte – granulat est influencée par les propriétés de surface et, à un certain degré, par la forme des gros granulats. D'où la nécessité d'employer des granulats de qualité, et de dimension maximale, celle-ci devant rester compatible avec une bonne facilité de mise en œuvre.

Par ailleurs, la dimension « D » du granulat se trouve limitée par différentes considérations concernant l'ouvrage à bétonner. À savoir l'épaisseur de la pièce, l'espacement des armatures, la densité du ferrailage, la complexité du coffrage, la possibilité et l'efficacité du serrage à la mise en œuvre, risque de ségrégation, etc.

III.7.3 Rapport Granulat –Ciment:

L'augmentation de la teneur en ciment (rapport G/C faible) affecte la résistance de tous les bétons de moyennes ou hautes résistances, c'est-à-dire, dépassant environ 35 MPa. Le rapport G/C est un facteur moins important quant à la résistance, mais, pour un rapport eau/ciment constant, il a été démontré qu'un béton plus faiblement dosé en ciment était plus résistant.

D'après Neville, l'explication la plus probable provient toutefois du fait que la teneur totale en eau du béton est plus faible dans un béton faiblement dosé en ciment que dans un béton fortement dosé.



Figure(III-8) :Influence du Rapport G/C sur la Résistance du Béton (Neville Adam M, 2000).

III.7.4 Résistance des Granulats:

La résistance du béton n'est pas sensiblement influencée par la résistance des granulats tant que cette dernière est supérieure à la classe de résistance prévue par le projet. L'utilisation de granulats de faible résistance, inférieure à la classe de résistance nécessaire peut diminuer fortement la résistance du béton. D'où la nécessité d'un dosage en ciment plus élevé (KOMAR A, 1978).

Par ailleurs, la résistance du béton (surtout en traction) est fonction de la plus ou moins bonne adhérence pâte – granulat. Cette qualité peut être considérée plus importante que la résistance

et la dureté du gravillon lui-même. Cas par exemple du gravillon calcaire qui donne une résistance en traction nettement plus élevée, malgré la qualité de dureté du silex bien supérieure à celle du calcaire.

Pour qu'un granulat puisse être un bon constituant du béton, il faut : Qu'il joue bien son rôle de « produit de remplissage » : pour cela, ses caractéristiques géométriques et physico-mécaniques doivent être appropriées à la destination du béton, ce qui implique des spécifications bien adaptées ; il serait peu économique d'exiger systématiquement « le meilleur banc de la meilleure carrière » (BARKAT A, 2006).

III. 8. Los Angeles P 18-573 décembre 1990 :

- Définition et But de l'essai :

Ce mode opératoire est issu de l'essai américain défini par la norme ASTM C.131.55L l'essai (N.F. P18.573) permet de mesurer les résistances combinées à la fragmentation par chocs et à l'usure par frottements réciproques des éléments d'un granulat.

Il s'applique aux granulats utilisés pour la constitution des assises de chaussée, y compris les couches de roulement. Le matériau évolue pendant l'essai, d'une part par suite du choc des boulets sur le granulat (rupture fragile des éléments), d'autre part par frottement des éléments les uns sur les autres, sur le cylindre de la machine et sur les boulets.

- Principe L'essai :

L'essai consiste à mesurer la quantité d'éléments inférieurs à 1,6 mm produite en soumettant le matériau aux chocs de boulets normalisés et aux frottements réciproques dans la machine Los Angeles. La granularité du matériau soumis à l'essai est choisie parmi six granularités-types, de la classe granulaire 4/6,3 mm – 6,3/10 mm – 10/14 mm – 10/25 mm – 16/31,5 mm et 25/50 mm, se rapprochant au mieux de la granularité du matériau tel qu'il sera mis en œuvre. Le poids de la charge de boulets varie en fonction du type de granularité. Si P est le matériau soumis à l'essai, p le poids des éléments inférieurs à 1,6 mm produits au cours de l'essai, la résistance combinée à la fragmentation par chocs et à l'usure par frottements réciproques s'exprime par la quantité : $CLA = 100 \times p / P$ Cette quantité sans dimension est appelée, par définition, "coefficient Los Angeles" du matériau.

- Matériel utilisé :

a)- La machine Los Angeles comporte :i., un cylindre creux en acier de $12 \text{ mm} \pm 0,5 \text{ mm}$ d'épaisseur, fermé à ses deux extrémités, ayant un diamètre intérieur de $711 \text{ mm} \pm 1 \text{ mm}$ et une longueur intérieure de $508 \text{ mm} \pm 1 \text{ mm}$. Le cylindre est supporté par deux axes horizontaux fixés à ses deux parois latérales, mais ne pénétrant pas à l'intérieur du cylindre ; le montage est tel que le cylindre peut ainsi tourner sur son axe qui doit être horizontal, Une ouverture de 150 mm de largeur, sur toute la longueur du cylindre, permet d'introduire l'échantillon. Pendant l'essai, cette ouverture est obturée d'une façon hermétique aux poussières par un couvercle amovible tel que la surface intérieure reste bien cylindrique. Cette dernière est coupée par une tablette en saillie placée à une distance de 40 cm du rebord du couvercle, distance mesurée le long du cylindre dans le sens de la marche. Cette tablette démontable, en acier dur est de section rectangulaire (longueur égale à celle du cylindre, largeur de $90 \text{ mm} \pm 0,5 \text{ mm}$, épaisseur de 25 mm). Elle repose, suivant un plan diamétral, le

long d'une génératrice et est fixée par des boulons sur les parois latérales. Elle doit avoir des



(Figure III-9) Los Angeles

La charge est constituée par des boulets sphériques de 47 mm de diamètre environ et pesant 420 et 445 g. Ces boulets ne doivent pas s'user de façon trop irrégulière.

un moteur d'au moins 0,75 kW, assurant au tambour de la machine une vitesse de rotation régulière comprise entre 30 et 33 tours/minute.

un bac destiné à recueillir les matériaux après essai.

Un compte tours de type rotatif, arrêtant automatiquement le moteur au nombre le tours voulu.

b)- un jeu de tamis de 1,6 – 4 – 6,3 – 10 – 14 mm. Leur diamètre ne devra pas être inférieur à 250 mm,

c)- une balance précise au gramme, de portée au moins égale à 10 kg,

d)- une étuve à 105 °c

e)- des bacs et des truelles,

f)- des bacs d'environ 40 x 30 x 5 cm, à perforation inférieure à 1,6 mm.

- Préparation du matériau :

Effectuer l'essai sur un granulat, ayant une granularité conforme à l'une des six classes granulaires type, lavé et séché à l'étuve à 105°C jusqu'à poids constant (5 heures au minimum).

La prise d'essai sera de 5 kg. La préparer de la façon suivante :

a)- si deux essais sont envisagés, préparer, à partir de 15 kg, deux échantillons identiques par quartage à sec

b)- sinon, tamiser l'échantillon à sec sur chacun des deux tamis de la classe granulaire choisie, en commençant par le tamis le plus grand

.Recueillir dans un bac 5100 g environ du matériau tamisé. Ce poids supplémentaire de 100 g servant à compenser celui des poussières ou de la gangue terreuse. Laver cette quantité

recueillie sous un jet d'eau et la remuer à la truelle jusqu'à ce que l'eau soit claire. Après lavage, verser le matériau dans un bac perforé et égoutter quelques instants.

Sécher l'ensemble à l'étuve à 105 °c, jusqu'à poids constant. Retirer le bac perforé de l'étuve et laisser refroidir. Enlever l'excédent de matériau pour ajuster le poids à $P = 5 \text{ kg} \pm 2 \text{ g}$, exigé pour l'essai.



(Figure III-10) Los Angeles après l'essai

- Mode opératoire :

Mise en place de l'échantillon dans la machine ainsi que la charge de boulets relatifs à la classe granulaire choisie (voir tableau suivant).

Tableau(III-7:) Mise en place de l'échantillon

Classes granulaires (mm)	fractions (g)	Nombre de boulets	Poids total de la charge (g)	Poids des fractions (g)
4-6.3		7	3080±20	5000±2
6.3-10		9	3960±25	5000±2
10-14		11	4840±25	5000±2
10-25	10-25	11	4840±25	3000
	16-25	11	4840±25	2000
16-31.5	16-25	12	5280±25	2000
	25-31.5	12	5280±25	3000
25-5	25-40	12	5280±25	3000
	40-50	12	5280±25	2000

- Le résultat

Tamiser le matériau contenu dans le bac sur le tamis de 1,6 mm ; le matériau étant pris en plusieurs fois afin de faciliter l'opération

Laver le refus à 1,6 mm dans un bac, bien remuer à l'aide d'une truelle. Puis verser dans le bac perforé, égoutter et sécher à l'étuve jusqu'à poids constant.

Peser ce refus une fois séché, soit P' le résultat de la pesée.

$$LA = \frac{M_0 - M_1}{M_0} \times 100$$

LA : Coefficient Los Angeles

M₀ : La masse de l'échantillon

M₁ : La masse de l'échantillon Après lavage

III. 9. Essai de Résistance à l'Usure (Micro-Deval) P 18-572 décembre 1990 :

- Objectifs :

- a) Connaitre l'appareil micro-Deval;
- b) Déterminer la résistance à la usure du gravier suivant le coefficient MD
- c) Classifier le type des graviers selon le coefficient MD

- Principede l'essai :

L'essai consiste à mesurer la quantité d'éléments inférieurs à 1.6 mm produits dans la machine Deval par les frottements réciproques et les chocs modérés des granulats

- Équipements nécessaires : La machine micro-Deval comporte:

- a-Un à quatre cylindres creux, fermés à une extrémité, ayant un diamètre intérieur de 200 mm ± 1 mm et une longueur utile de 154 mm ± 1 mm pour les gravillons compris entre 4 et 14 mm et de 400 mm ± 2 mm pour les 25-50 mm. Chaque cylindre permet d'effectuer un essai;
- b-La charge abrasive est constituée par des billes sphériques de 10 mm ± 0.5 mm de diamètre en acier inox;
- c-Un moteur (environ 1 kW) doit assurer aux cylindres une vitesse de rotation régulière de 100 tr/min ± 5 tr/min;
- d-Un dispositif doit permettre d'arrêter automatiquement le moteur à la fin de l'essai; } Une balance précise au gramme, de portée au moins égale à 10 kg. } Les tamis (Tamis de 1.6 mm et les tamis pour déterminer les classes granulaires)



Figure(III-11)Machine (Micro-Deval)

- Mode opératoire :

- La granularité du matériau soumis à l'essai est choisie parmi les six classes granulaires (4-6.3 mm; 6.3-10 mm; 10-14 mm; 10-25 mm; 16-31.5 mm et 25-50 mm) de la granularité du matériau, tel qu'il sera mis en œuvre. Pour les essais effectués sur les gravillons entre 4 et 14 mm une charge abrasive est utilisée;
- La masse de l'échantillon pour essai sera $500 \text{ g} \pm 2 \text{ g}$ pour les gravillons de 4-14 mm et de $10 \text{ kg} \pm 20 \text{ g}$ pour les granulats de 25-50 mm;
- Mise en place de l'échantillon dans la machine ainsi que la charge abrasive qui est fixée suivant le tableau pour les gravillons de 4-14 mm et de 10 kg de matériau pour les granulats compris entre 25 et 50 mm (sans la charge abrasive);

Tableau(III-8) Charge abrasive en fonction de la classe granulaire choisie

Classe granulaire (mm)	Charge abrasive (g)
4-6.3	2000 ± 5
6.3-10	4000 ± 5
10-14	5000 ± 5

- Ajouter une quantité de 2.5L d'eau pour les gravillons compris entre 4 et 14 mm et de 2.0L d'eau pour les gravillons compris entre 25 et 50 mm;
- Mettre les cylindres en rotation à une vitesse de $100 \text{ tr/min} \pm 5 \text{ tr/min}$ pendant: -2 h ou 12000 tr pour les gravillons compris entre 4 et 14 mm; -2 h 20 min ou 14000 rotations pour les gravillons compris entre 25 et 50 mm.
- Recueillir le granulat ainsi que la charge abrasive (pour les gravillons compris entre 4 et 14 mm) dans un bac en ayant soin d'éviter les pertes d'éléments;
- Tamiser le matériau contenu dans le bac sur le tamis de 1.6 mm;

- Laver l'ensemble sous un jet d'eau (retirer la charge abrasive à l'aide d'un aimant par exemple pour les gravillons compris entre 4 et 14 mm);
- Sécher le refus à 1.6 mm à l'étuve à 105 °C, jusqu'à masse constante;
- Peser ce refus, soit «m1» le résultat de la pesée.



Figure(III-12)l'Usure (Micro-Deval)

- Calcul du coefficient micro-Deval :

La résistance à l'usure du granulat est appelée, par définition, coefficient micro –Deval "MD" qui s'exprime par le rapport de la masse des éléments inférieurs à 1.6 mm produits au cours de l'essai "m", à la masse du matériau soumis à l'essai "M" multiplié par 100.

$$MD = \frac{M}{m} \times 100$$

MD : Coefficient Micro-Deval

M : La masse de l'échantillon

m : La masse de l'échantillon Après lavage

Remarque:

La masse de la fraction du matériau passant après l'essai au tamis de 1.6 mm «m»:

- m (g) = 500-m1pour les gravillons compris entre 4 et 14 mm;
- m (g) = 10000-m1pour les gravillons compris entre 25 et 50 mm.

6 Interprétation des résultats Les valeurs de coefficient Micro-Deval indiquent la nature du gravier et permettre d'apprécier leur qualité pour composer un béton comme présente le tableau suivant (Tableau 3.2). Tableau 3.2: type des graviers selon le coefficient MD

Tableau (III-09): type des graviers selon le coefficient MD

Valeurs de coefficient Micro Deval en présence de l'eau	Appréciation
< 10	Très bon à bon
De 10 à 20	Bon à moyen
De 20 à 35	Moyen à faible
> 35	Médiocre

III.10- CONCLUSION:

Nous pouvons conclure que les sables du Sahara possèdent pratiquement les mêmes caractéristiques physicochimiques avec quelques qualités (granulométrie, propreté, composition chimique,...)

Tous les résultats obtenus ont été comparés par le béton réalisés à base de sable de la région de merrara djamaa (BEADADI L 2019) Thèse de doctorat.

.

DEUXIÈME PARTIE
ESSAIS
EXPERIMENTAUX

CHAPITRE IV:
**CARACTERISTIQUES DES
MATERIAUX UTILISES
ET FORMULATION DU
BETON**

IV. 1 INTRODUCTION:

A l'origine, Le béton est un terme générique qui désigne un matériau fabriqué à partir de trois composants principaux : du sable et des gravillons agglomérés par un liant. Le mélange sable et liant est appelé mortier. Le coulis est un mortier très fluide. Dans le langage courant, ce liant est un ciment qui fait prise par hydratation, c'est un liant hydraulique.

La réaction chimique qui permet au béton de ciment de faire prise est lente : à peine 50% de la résistance finale au bout de 7 jours.

La valeur prise comme référence dans les calculs est celle obtenue à 28 jours (80% de la résistance finale). Dans ce chapitre nous allons étudier les caractéristiques des constituants du béton, On opère par des essais d'identifications suivant les normes AFNOR.

Les matériaux utilisés, sont ceux disponible au niveau local a savoir: sable de Sidi Slimane wilaya de Touggourt et sable de Djamma wilaya de Meghayer . gravier de AINTOUTA, et le ciment de AINTOUTA.

IV. 2. Équivalent de sable « ES » :

- Expression des résultats :

- L'équivalent de sable est donné par la formule :

$$Es = 100 \frac{h_2}{h_1}$$

- L'équivalent de sable visuel est, dans les mêmes conditions, donné par la formule :

$$Esv = 100 \frac{h_2}{h_1}$$

Ces résultats sont donnés avec une décimale.

Tableau (IV-1) :Équivalents de Sable

Équivalent de sable (%)	Sable SID-SLIMANE)	Sable DJAMAA	Sable OUAD RTEM (temoin)
(ESV)	96.66	96.18	82.46
(ESP)	84.44	86.41	80.09

Les deux sables (Sidi Slimane et Djamaa) très propre, la très faible teneur en fines argileuses peut entraîner un défaut de plasticité que l'emploi d'un adjuvant plastifiant doit compenser.

IV. 3. Analyse granulométrique par tamisage :

Le gravier utilisé pour la confection du béton est un gravier des classes 3/8 et 8/15 prélevés de la station de concassage situé AINTOUTA.

Pour les deux classes de gravier, les analyses granulométriques effectuées sont données dans la figure IV.1.

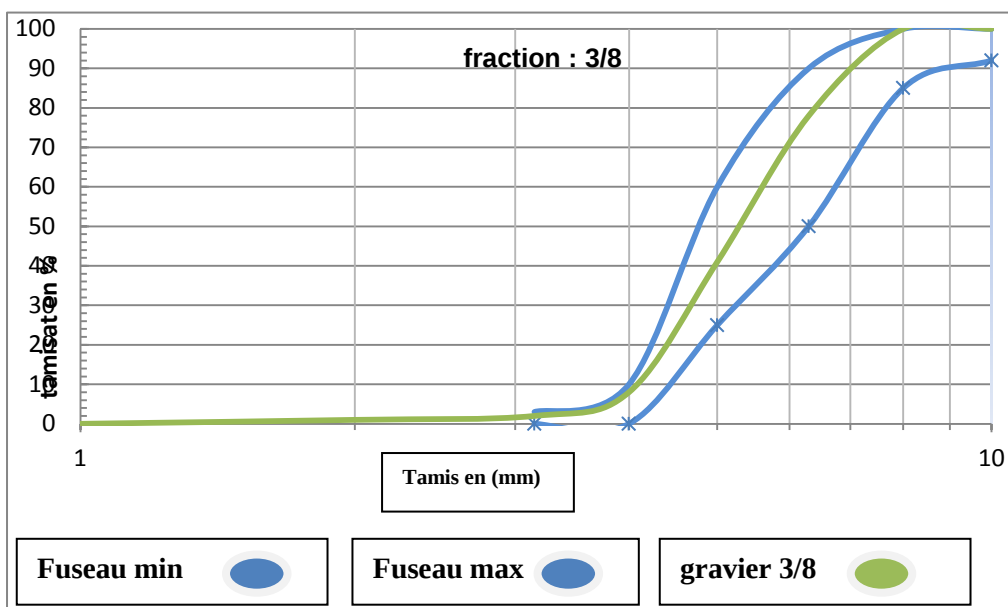


Figure (IV-01): La courbe fuseau gravier 3/8

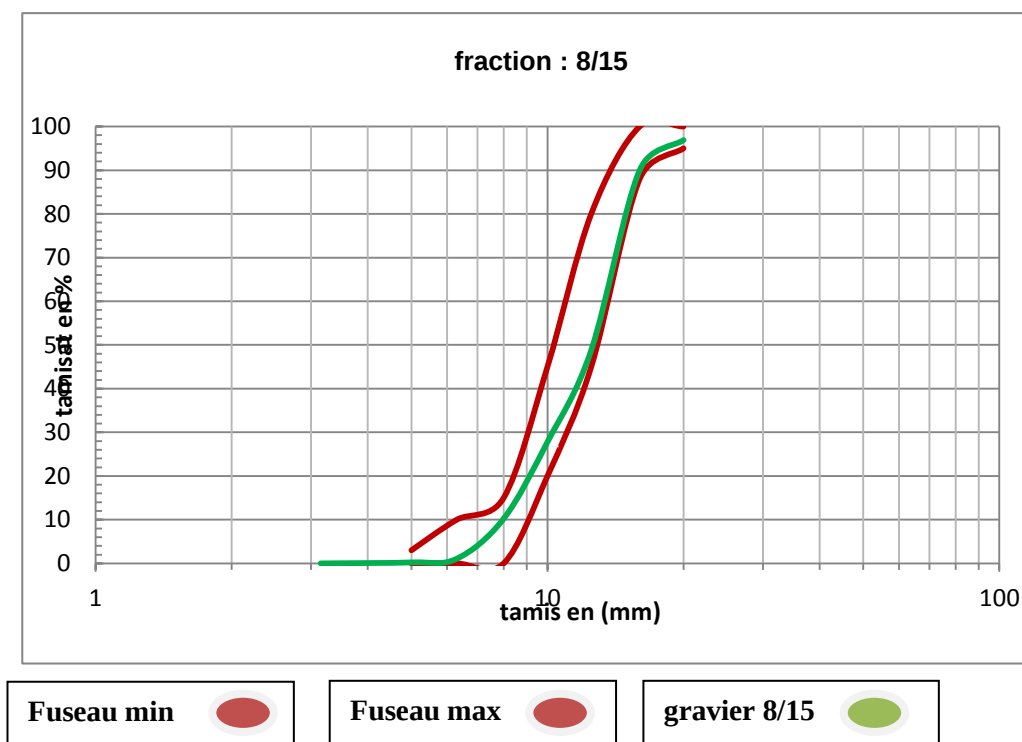


Figure (IV-02): La courbe fuseau gravier 8/15

Les sables utilisés pour la confection du béton sont les sables de sidi slimane et djamaa

Les figures suivantes présentes la courbe granulométrie pour les deux sables successivement

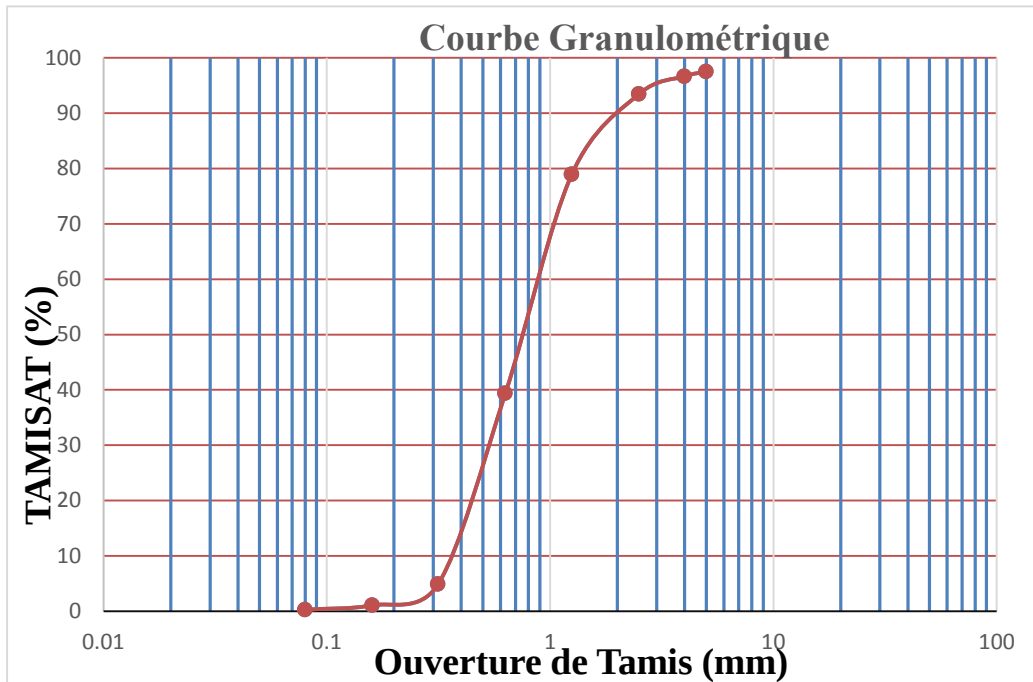


Figure (IV-03): Courbe du granulat sable sidi-Slimane (TOUGGOURT)

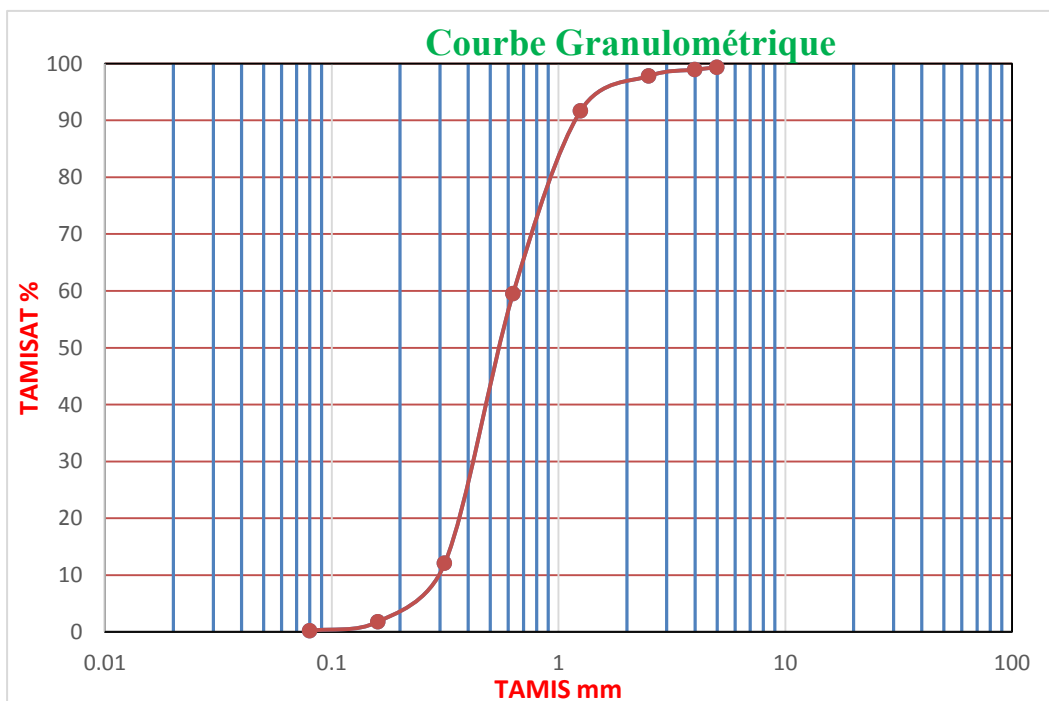


Figure (IV-04): Courbe du granulat sable djamaa

IV. 4. Module de finesse :

$$Mf = \frac{\sum \% refus}{100}$$

$$Mf = \frac{\sum \% refus}{100}$$

$$Mf = \frac{\Sigma Rc(0,16 - 0,315 - 0,63 - 1,25 - 2,5 - 5mm)}{100}$$

$1.8 \leq Mf \leq 2.2$ sable est à majorité de grains fins

$2.2 \leq Mf \leq 2.8$ on est en présence d'un sable préférentiel

$2.8 \leq Mf \leq 3.3$ sable est un grossier

- Sable Sidi Slimane : $Mf = 2.88$ sable est un grossier

- Sable Djamaa : $Mf = 2.39$ on est en présence d'un sable préférentiel

Les figures suivantes présentent les courbes des granulats utilisés pour chaque type du béton

-type 01 sable de sidi Slimane avec deux classe de gravier de AINTOUTA

-type 02 sable de djamma avec deux classes de gravier de AINTOUTA

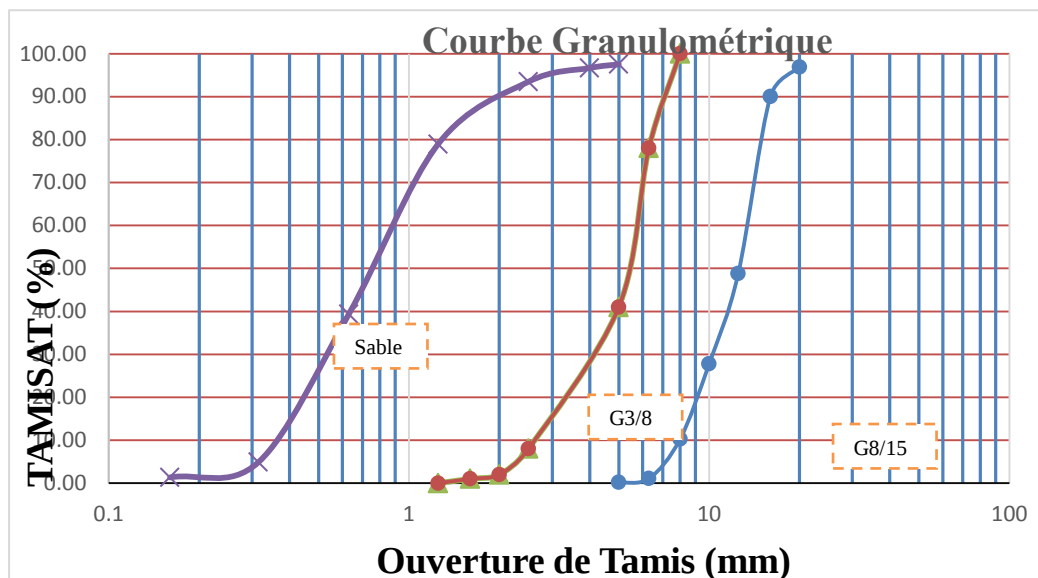


Figure (IV-05): Courbe Granulométrique du sable sidi-Slimane E(TOUGGOURT) et gravier Ain Atouta

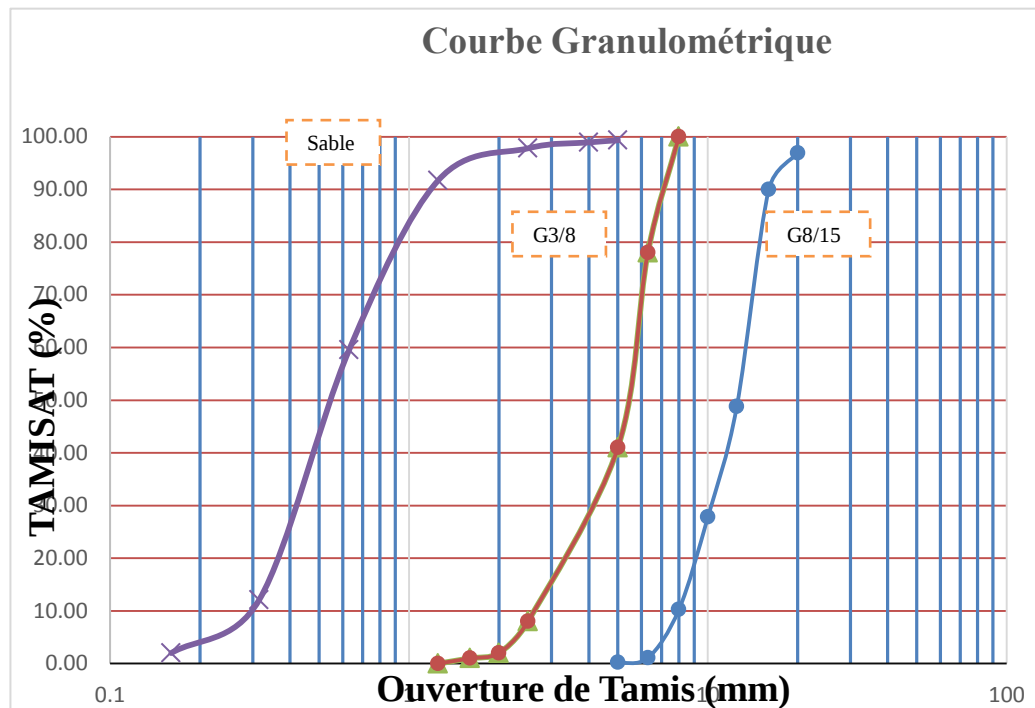


Figure IV-06): Courbe Granulométrique du sable Djamaa et gravier Ain Atouta

IV. 5. Masses volumiques :

IV. 5.1. Masse volumique apparente:

La masse volumique apparente du gravier est la masse volumique d'un mètre cube du gravier pris en tas, comprenant à la fois des vides perméables et imperméables de la particule ainsi que les vides entre particules. Elle est donnée par la formule suivante (NF EN 933-2, 1996), (GOUA M S, 2001).

$$\rho_a = M_t / V_t \quad (\text{IV-1})$$

M_t = la masse totale de gravier

V_t = le volume totale de gravier

IV. 5. 2. Masse volumique absolue:

C'est la masse d'un mètre cube de ce matériau, déduction faite de tous les vides, aussi bien des vides entre les grains que des vides à l'intérieur des grains (GORCHAKOV G I, 1988)

$$\rho_s = M_s / V_s \quad (\text{IV-2})$$

M_s = la masse des grains solides

V_s = le volume des grains solides

Le résultat obtenu de la masse volumique apparente et la masse volumique absolue de sable et gravier sont données dans le tableau suivant :

Tableau (IV.2) : La masse volumique absolue et la masse volumique apparente de Gravier

Classe de Gravier	Gravier G1 (3/8) (kg/m ³)	Gravier G2 (8/15) (kg/m ³)
ρ_{aps}	1436.33	1390
P_{apr}	2530	2530

Tableau (IV-3): La masse volumique absolue et la masse volumique apparente de sable

Type de sable	Sable SID-SLIMANE (kg/m ³)	Sable DJAMAA (kg/m ³)	Sable OUAD RTEM (temoin) (kg/m ³)
ρ_{aps}	2500	2610	2500
P_{apr}	1676	1690	1585

L'analyse du Tableau IV-3 nous fait soulever les remarques suivantes :

- Les valeurs des masses volumiques apparentes sont respectivement les plus faibles. Par contre, celles des masses volumiques absolues sont respectivement les plus grandes pour l'ensemble des types de sable, ce qui est logique.

IV. 6. Détermination du coefficient d'absorption d'eau des granulats :

La plupart des granulats stockés dans une atmosphère sèche pendant un certain temps, peuvent par la suite absorber de l'eau.

En générale le coefficient d'absorption en donne par la formule suivante:

$$CA = (M_1 - M_2) / M_2 \times 100 \quad (IV-4)$$

M_1 = la masse de l'échantillon à l'état de saturation

M_2 = la masse de l'échantillon à l'état sec

Les résultats obtenus pour les deux classes de gravier et sable sont:

G1 (3/8) CA=0.2

G2 (8/15)..... CA=0.1

CA < 2,5% (LOGBI, 1999).

Donc le gravier utiliser est leur d'absorption d'eau normale

IV.7. Détermination de la teneur en eau par séchage en étuve ventilée :

$$W (\%) = \frac{M_h - M_s}{M_s} \times 100$$

M₁= la masse de l'échantillon

M₂= la masse de l'échantillon à l'état sec

Les résultats obtenus pour les deux classes de gravier et sable sont:

G1 (3/8)W = **0.0**

G2 (8/15).....W = **0.2**

Sable SID-SLIMANE.....W = **0.5**

Sable DJAMAA.....W = **1**

IV. 8. Los Angeles P 18-573 décembre 1990 :

$$LA = \frac{M_0 - M_1}{M_0} \times 100$$

LA : Coefficient Los Angeles

M₀ : La masse de l'échantillon

M₁ : La masse de l'échantillon Après lavage

G (8/15)..... LA = **25%**

Ces resultants indiquent que le gravier est bon qualité, car il résiste aux chocs

IV. 9. Essai de Résistance à l'Usure (Micro-Deval) :

$$MD = \frac{M}{m} \times 100$$

MD : Coefficient Micro-Deval

M : La masse de l'échantillon

m : La masse de l'échantillon Après lavage

G1 (3/8) MD = **16.9%**

G2 (8/15)..... MD = **20%**

Valeurs de coefficient Micro Deval en présence (10 à 20) ces résultants indiquent que le gravier est bon à moyen

IV. 10. Présentation de la méthode (Dreux et Gorisse):

Le principe de cette méthode est basé sur la résistance et l'ouvrabilité désirée lesquelles conduisent à déterminer le dosage en ciment et le dosage en eau.

On demande une résistance f_{c28} en compression à 28 jours. En tenant compte des dispersions et des écarts quadratiques, on adoptera la règle approximative pour la résistance moyenne à viser :

$$F_c = f_{c28} + 6 \text{ MPa} \quad (\text{IV-9})$$

Dosage en ciment :

On évalue approximativement le rapport C/E en fonction de la résistance moyenne souhaitée F_c (CHERAÏT Y . NAFAA Z E, 2007).

$$F_c = G F_{ce} (C/E - 0.5) \quad (\text{IV-10})$$

F_c : résistance moyenne en compression désirée (à 28 jours) en MPa

F_{ce} : classe vraie du ciment (à 28 jours) en MPa

C : dosage en ciment (en kg/m^3)

E : dosage en eau totale sur matériaux secs (en litre pour 1m^3)

G : coefficient granulaire

La résistance moyenne en compression du béton (à 28 jours), $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

Un ciment de classe 42,5a une classe vraie égale 62 MPa

Valeurs approximatives du coefficient granulaire G (en supposant que le serrage du béton effectué dans de bonnes conditions. Par vibration, en principe). Avec un granulat $D \leq 16$ (qualité de granulat bonne courante) on prend $G = 0,45$ Voir **annexe (01)**. Afin de déterminer le dosage en ciment, il faut utiliser **Annexe (02)** qui est désigné par la relation entre la granularité et le dosage en ciment suivant :

$C = 700 / \sqrt[5]{D}$.on prend selon les ouvrages utilisés

D : diamètre des granulats maximaux, dans cette étude $D = 16$

Donc selon la annexe, le dosage de ciment utilisé $C = 400 \text{ kg/m}^3$

-Tracé de la courbe granulaire de référence

Sur la base d'une analyse statistique de ce grand nombre de bétons et en combinant les courbes granulaires obtenues, ils ont pu fonder une approche empirique pour déterminer une courbe granulaire de référence ayant de forme de deux lignes droites dans un diagramme semi logarithmique (IV-12) (Sidi Mohammed El Amine BOUKLI HACENE, 2009).

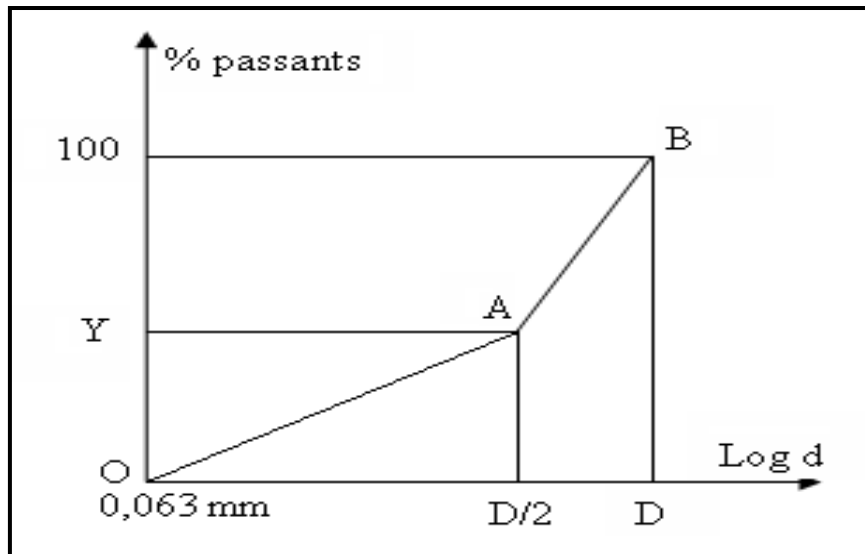


Figure (IV-07): Courbe optimale type selon la méthode Dreux-Gorisse

Sur un graphique d'analyse granulométrique type afnor, on trace une Composition granululaire de référence O A B, voir Figure (IV-01).

Point B : ordonnée : 100%, abscisse : dimension D du plus gros Granulat.

Ainsi les coordonnées du point du brisure A sont (BONNEAU O, 1997). (MUTONI A. et al, 2008). (Fiche technique Tom 2, 2006)

Point A : sera caractérisé par les coordonnées suivantes:

Abscisse :

Si $D < 20\text{mm}$, l'abscisse sera égale à $D/2$

Si $D > 20\text{mm}$, l'abscisse sera située au milieu du segment gravier limité

Par la dimension de tamis 5mm

$$\text{Ordonnée : } \boxed{Y = 50 - \sqrt{D} + K} \quad (\text{IV-11})$$

K : terme correcteur qui dépend du dosage en ciment, de l'efficacité du Serrage, de la forme des granulats roulés ou concassés et également du module de finesse du sable.

Pour notre cas nous avons choisi $K=0$, correspondant à un dosage en ciment de 400 kg/m^3 et une vibration normale **Annexe (03)** (DREUX G. FESTA J, 2002).

Y = 46

La courbe granululaire OAB de référence est tracée sur le même graphique que les courbes granulométriques des granulats composants. On trace alors les lignes de partage entre chacun des granulats, en joignant le point à 95% de la courbe granululaire du premier, au point 5% de la courbe du granulat suivant.

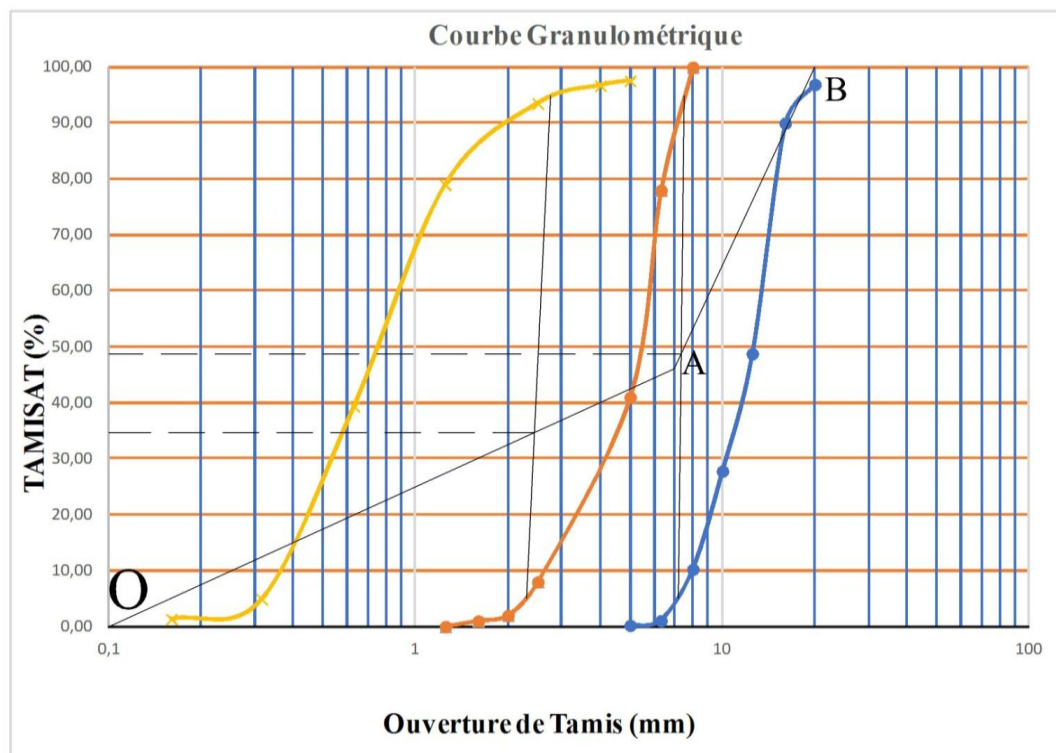


Figure (IV-08): La courbe granulaire OAB du sable sidi-Slimane (TOUGGOURT) et gravier Ain Atout

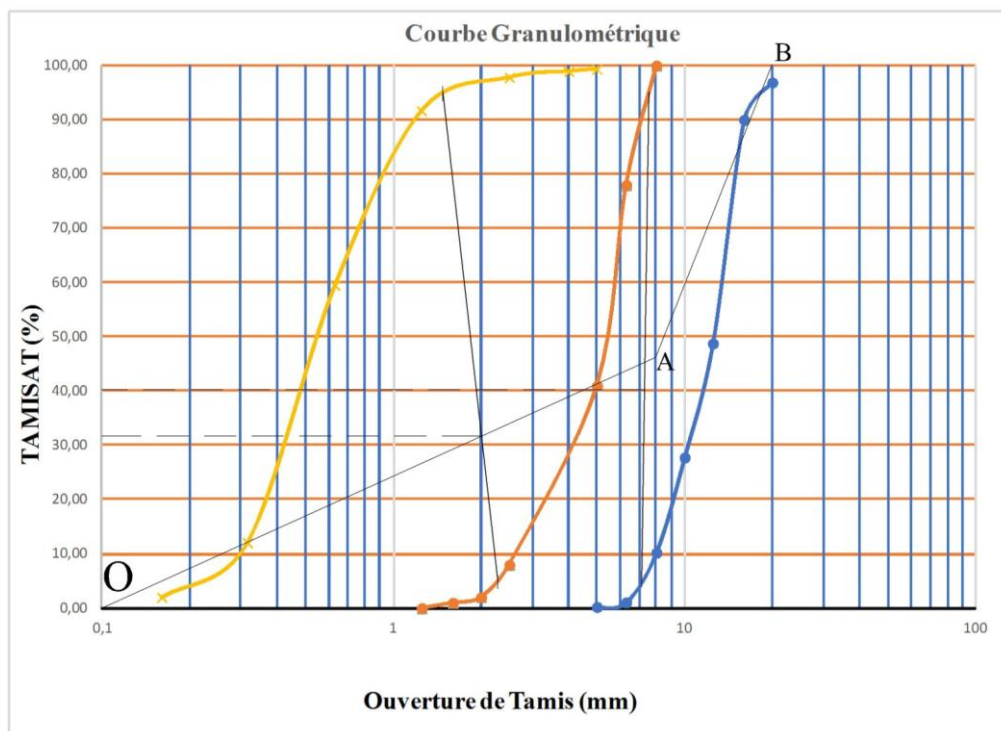


Figure (IV-09): La courbe granulaire OAB du sable Djamaa et gravier Ain Atout

Les points d'intersection entre les lignes de partage et la courbe de référence OAB donnent les pourcentages des granulats suivants:

1) Béton Sable Sidi Slimane

Sable (0/3) : 34%

Gravier (3/8) : 15%

Gravier (8/15) : 51%

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

Le volume absolu des grains de ciment est : $V_c = C/\omega_c$ (IV-12)

$$V_c = 400/3.1 = 129.03$$

Avec C le dosage en ciment. (ω_c étant la masse spécifique admise pour les grains de ciment)

Le volume absolu de l'ensemble des granulats (sans ciment) est : $V = 1000\gamma - V_c$. (IV-13)

On choisira une valeur convenable du coefficient de compacité γ en fonction de D, de la consistance et de l'efficacité du serrage, pour qu'on puisse déterminer le volume absolu total soit alors: $V_{\text{total}} = 1000 \gamma$. (IV-14)

Dans notre cas $D_{\text{max}} \geq 16$ et consistance plastique avec vibration faible.

(Pour notre cas $\gamma = 0,820$ voir **annexe (04)**)

$$V_g = 1000\gamma - C/\omega_c$$
 (IV-15)

$$V_g = 820 - 129.03 = 691 \text{ L}$$

$$V_1 = g_1 V_g = 34 \times 691 / 100 = 234.94 \text{ L}$$

$$V_2 = g_2 V_g = 15 \times 691 / 100 = 103.65 \text{ L}$$
 (IV-16)

$$V_3 = g_3 V_g = 51 \times 691 / 100 = 352.41 \text{ L}$$

Où g_1, g_2, g_3 sont les pourcentages des granulats sable (0/5), gravier (3/8) et gravier (8/15)

$\omega_1, \omega_2, \omega_3$ sont la masse spécifique de chacun des granulats.

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

$$p_1 = V_1 \omega_1 = 234.94 \times 2610 \times 10^{-3} = 613.19 \text{ Kg}$$

$$p_2 = V_2 \omega_2 = 103.65 \times 2530 \times 10^{-3} = 262.23 \text{ Kg}$$
 (IV-17)

$$p_3 = V_3 \omega_3 = 352.41 \times 2530 \times 10^{-3} = 891.59 \text{ Kg}$$

2) Béton de Sable Djamaa

Sable (0/3) : 31%

Gravier (3/8) : 19%

Gravier (8/15) : 51%

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

Le volume absolu des grains de ciment est : $V_c = C/\omega_c$ (IV-12)

$$V_c = 400/3.1 = 129.03$$

Avec C le dosage en ciment. (ω_c étant la masse spécifique admise pour les grains de ciment)

Le volume absolu de l'ensemble des granulats (sans ciment) est : $V = 1000\gamma - V_c$. (IV-13)

On choisira une valeur convenable du coefficient de compacité γ en fonction de D, de la consistance et de l'efficacité du serrage, pour qu'on puisse déterminer le volume absolu total soit alors: $V_{\text{total}} = 1000 \gamma$. (IV-14)

Dans notre cas $D_{\text{max}} \geq 16$ et consistance plastique avec vibration faible.

(Pour notre cas $\gamma = 0,820$ voir **annexe (04)**)

$V_g = 1000\gamma - C/\omega_c$ (IV-15)

$$V_g = 820 - 129.03 = 691 \text{ L}$$

$$V_1 = g_1 V_g = 31 \times 691 / 100 = 214.21 \text{ L}$$

$$V_2 = g_2 V_g = 19 \times 691 / 100 = 131.29 \text{ L} \quad (\text{IV-16})$$

$$V_3 = g_3 V_g = 51 \times 691 / 100 = 352.41 \text{ L}$$

Où g_1, g_2, g_3 sont les pourcentages des granulats sable (0/5), gravier (3/8) et gravier (8/15)

$\omega_1, \omega_2, \omega_3$ sont la masse spécifique de chacun des granulats.

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

$$p_1 = V_1 \omega_1 = 214.21 \times 2500 \times 10^{-3} = 535.52 \text{ Kg}$$

$$p_2 = V_2 \omega_2 = 131.29 \times 2530 \times 10^{-3} = 332.16 \text{ Kg} \quad (\text{IV-17})$$

$$p_3 = V_3 \omega_3 = 352.41 \times 2530 \times 10^{-3} = 891.59 \text{ Kg}$$

IV. 11. CONCLUSION:

Nous concluons cet chapitre dans les caractéristiques des matériaux utilisés :

Le ciment utilisé est le CPJ₄₅-CEMII-A/42,5 de poids spécifique inférieur à la moyenne habituelle.

Les mélanges ont été réalisés par les mêmes types de gravier (3/8) et (8/15) provenant de la carrière (AINTOUTA Batna)

le sable de région (Djamaa) et de la région (Sidi-Slimane, Touggourt), inscrit dans le fuseau granulaire, qui se caractérise par une granulométrie étalée d'une propreté et analyse chimique admissible, et un taux d'absorption d'eau faible,

Finalement les essais réalisés, sur les granulats des deux sables (Djamaa) et (Sidi-Slimane) Touggourt, ont présenté un bonnes propriétés physiques, physico- chimiques et mécaniques pour le qui répondent en général, aux spécifications exigées par la norme P 18-541 . Pour notre étude, L'utilisation donc de ces granulats présentant de bonnes caractéristiques permettra l'obtention de bétons de qualité, satisfaisant les critères de maniabilité, d'aspect des parements, de résistances et de durabilité.

La méthode utilisé dans cet travail est la méthode de " Dreux Gorisse " cette méthode est très simple et efficace elle se base par l'obtention d'une bonne compacité avec une ouvrabilité adéquate, Préalablement le dosage de ciment dans cette étude est 400 kg/m³. Dans le cinquième chapitre on étudiera les différentes compositions des bétons, et les résultats des essais effectuent.

CHAPITRE V

**CHAPITRE V:
ESSAIS EXPERIMENTAUX,
RESULTATS ET
INTERPRETATION**

V.1 INTRODUCTION:

Parmi les caractéristiques importantes du béton, nous avons choisi de déterminer les résistances à la compression à 7, 14, 28 et 60 jours, et aussi d'étudier l'essai d'absorption d'eau par capillarité à 15 minute jus qu'à 24 heures et la carbonatation du béton à 7, 14, 28 et 60 jours.

Généralement les bétons sont classés selon leurs résistances à 28 jours. Cette dernière est souvent influencée par plusieurs facteurs entre autres nous citons :

le rapport E/C.

le dosage et la nature du ciment.

la nature et les proportions des granulats.

les conditions de conservation.

La mesure de la résistance se fait par les essais de compression permettant de déterminer la contrainte de rupture de la compression du béton.

La variation dimensionnelle est souvent aggravée dans les conditions climatiques chaudes et sèches ; le béton présente dans ces conditions des retraits et des fissurations très importantes.

Dans le cadre de notre travail nous avons étudié l'influence des sables de carrière de zone d'oued Righ (sable de sidi Slimane et sable de djamaa), sur le comportement du béton (résistance à la compression, d'absorption d'eau par capillarité, carbonatation du béton avec le milieu agressif).

V.2 FORMULATION ET DOSAGE DU BETON:

La méthode de la formulation d'un béton consiste à déterminer le mélange optimal des différents granulats, ainsi que le dosage en ciment et en eau, afin d'obtenir le béton avec les caractéristiques adaptées à l'ouvrage ou à la partie d'ouvrage.

La méthode pratique permettant de déterminer la composition des bétons est la méthode de Dreux- Gorisse, cette méthode est simple et efficace elle se base par l'obtention d'une bonne compacité avec une ouvrabilité adéquate.

Le rapport eau /ciment ($E/C=0.57$) étant gardé constant pour tout les mélanges réalisés dont le but de pouvoir comparer les résultats trouvés.

Tous les mélanges ont été réalisés à base de gravier 3/8, 8/15 provenant de la carrière AINTOUTA BATNA, les pourcentages correspondants figurent dans le tableau suivant.

Tableau (V.1) : Pourcentages massique des agrégats

Types de bétons	Dosage de Ciment (Kg/m ³)	sable		gravier 3/8		gravier 8/15		Quantité de l'eau (l)	E/C
		%	(Kg)	%	(Kg)	%	(Kg)		
BS /OUAD RTE (temoin)	400	36	622	9	155.5	55	950	250	0.625
BS /SIDI-SLIMANE	400	34	613.19	15	262.23	51	891.59	228	0.57
BS/DJAMAA	400	36	535.52	19	332.16	51	891.59	228	0.57

Le ciment utilisé est un ciment CPJ CEM II/A 42.5 (la cimenterie de AIN TOUTA).

Un total de 72 éprouvettes cylindriques et 114 éprouvettes cubiques ont été confectionné pour cette partie. Les bétons en question ont été réalisés dans les mêmes conditions de gâchage et de conservation (résistances de compression dans l'eau et à l'air libre et milieu agressive pour les deux sable utilisé et dans le quatre cures 07, 14 , 28 et 60 jours., et l'absorption d'eau par capillarité 15min, 30min, 1heur, 2heurs, 4heurs, 6heurs, 8heurs et 24heurs pour des quatre cures 07, 14 , 28 et 60 jours.

V. 3. CONFECTION ET CURE DES ÉPROUVETTES :

V. 3.1. Moules pour éprouvettes :

Conformément à la norme européenne (NF EN 12390-1, 2001), pour les besoins de notre étude et selon la nature de l'essai à réaliser, on a utilisé les moules suivants pour la confection des éprouvettes :

Moule cylindrique Ø16 H32 cm.

Moule cubique 10x10x10 cm,

V. 3.2 Confection des éprouvettes :

La préparation des mélanges a été effectuée suivant un dosage pondéral des granulats et conformément à la norme française (NF P 18-404, 1981), qui consiste à :

Introduire, en premier lieu, dans un malaxeur à béton, les constituants dans l'ordre suivant :
gravillons, liant, sable,

Malaxer à sec les éléments de l'ordre de 1 min,

Ajouter l'eau de gâchage et pour suivre le malaxage pendant 2 min.

On mélange et on homogénéise la gâchée exécutée et on en prélève la quantité voulue pour le remplissage des moules en deux couches pour les moules prismatiques et en trois couches pour les moules cylindriques. Le serrage du béton doit être effectué immédiatement après le remplissage, par table vibrante, pour chaque couche du béton introduite (le temps de vibration est de 30s).

V. 3. 3. Conservation des éprouvettes :

Après la mise en place du béton, les éprouvettes sont maintenues pendant 24 heures, dans leurs moules à l'intérieur du laboratoire. ($20 \pm 5^\circ\text{C}$, $\text{HR}=50\pm 5\%$).

Après démoulage, les éprouvettes sont entreposées dans de l'eau jusqu'au moment de l'essai, à une température de $20\pm 5^\circ\text{C}$, ou dans une salle en laboratoire à $20 \pm 5^\circ\text{C}$. La conservation des éprouvettes dans l'eau ou dans l'air libre a été faite selon le type d'essai.

(voir Annexes Photos A1-5 et A1-6).

La conservation des éprouvettes pour les essais de compression et traction dans l'eau et l'air libre.

La conservation des éprouvettes pour l'essai de retrait à l'air libre à une température ($T=20\pm 5^\circ\text{C}$) et une humidité relative ($\text{HR}=50\pm 5\%$).

V. 4. - ESSAIS REALISES, RESULTATS ET INTERPRETATIONS :

Dans la présente partie, sont exposés les différents résultats expérimentaux relatifs aux différents essais effectués sur les bétons, conformément aux modes opératoires mentionnés au chapitre V. Une analyse et une discussion des résultats, suivies d'une comparaison avec ceux reproduits dans la littérature, seront également présentées.

V. 4. 1. Essais sur béton frais :

V. 4. 1. 1. Mesure de la consistance:

L'ouvrabilité du béton est déterminée à l'aide de l'essai d'affaissement au cône d'Abrams de dimensions ($D=20$; $d=10$; $h=30$ cm) selon la norme française (NF P 18-451, 1990).

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

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



Figure (V-1) Essai d'affaissement au cône d'Abrams

V. 4. 1. 2. Masse volumique du béton frais :

La masse volumique du béton frais a été déterminée, pour les différents Bétons confectionnés, conformément à la norme européenne (NF EN 12350-2, 1999). Elle a été déterminée lors des essais d'étude et corrections de la formule des mélanges par la mise en place du béton frais dans un récipient rigide et étanche à l'eau de volume ($V=5 \text{ l}$) et de masse (m_1), puis pesé l'ensemble, soit la masse (m_2).

La masse volumique du béton frais, arrondie aux 10 kg/m^3 les plus proches, est Donnée donc par la formule suivante :

$$D = m_2 - m_1 / v \quad (\text{kg/m}^3) \quad (\text{V-1})$$

V. 4.2. Essais sur béton durci :

V. 4. 2. 1. Masse volumique du béton durci:

Selon la norme européenne (NF EN 206-1, 2002), un béton de masse volumique normale, c'est un béton dont la masse volumique après séchage à l'étuve est supérieure à $2\,000 \text{ kg/m}^3$ mais inférieure ou égale à $2\,600 \text{ kg/m}^3$.

La masse volumique du béton durci a été déterminée, pour les différents bétons confectionnés, conformément à la norme européenne (NF EN 12390-7, 2001).

Elle a été déterminée,

La masse volumique du béton durci mesurée en moyenne des trois éprouvettes est Donnée par la formule suivante.

$$D = m/v \quad (\text{kg/m}^3) \quad (\text{V -2})$$

V. 4. 2. 2. Teneur en eau:

La mesure de la teneur en eau consiste à :

- P1 le poids d'échantillon de béton frais (P₁) en Kg.
- P2 le poids d'échantillon de béton durci (P₂) en Kg.

La teneur en eau est alors donnée par :

$$W = \frac{P_1 - P_2}{P_1} \times 100 (\%) \quad (\text{V -3})$$

Afin de faciliter la comparaison des bétons entre eux, tous les bétons ont été fabriqués à différente ouvrabilité par un affaissement au cône d'abrams).

- ◇ L'affaissement de type de béton (BS/SIDI SLIMANE) varie de 10cm, consistance des bétons plastiques.
- ◇ L'affaissement de type de béton (BS/DJAMAA) varie de 9 cm, consistance des bétons plastiques.
- ◇ L'affaissement de type de béton (BSR) 100% sable de oued Rtem varie de 9.5cm, consistance des bétons plastiques (témoin).

Tableau (V-2): Variation de l'affaissement et la teneur en eau en fonction de type de béton

type de béton	affaissement (cm)	masse volumique du béton frais (M1) kg/m3	masse volumique du béton durci (M2) kg/m3	M1-M2	teneur en eau %
BS /SIDI-SLIMANE	10	2402.5	2331	71.5	2,97%
BS/DJAMAA	9	2394.5	2326	68.50	2,86%
BS/ OUED RTEM (témoin)	9.5	2418	2350	68	2,81%

M1 : La masse volumique du béton frais.

M2 : La masse volumique du béton durci après 28 jours.

(M1-M2) : quantité d'eau évaporée.

La teneur en eau est égale à la quantité d'eau évaporée sur la masse volumique du béton frais.

Les résultats de l'affaissement et teneur en eau sont représentés par la figure V.2 et V.3.

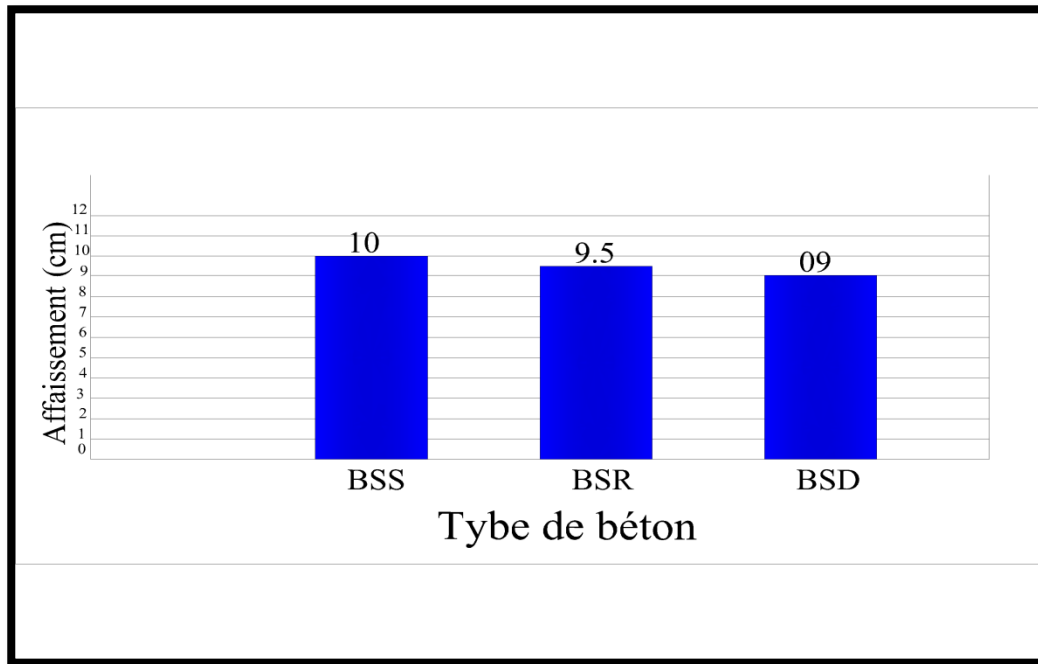


Figure (V-2) Variation de l'affaissement en fonction de type de béton

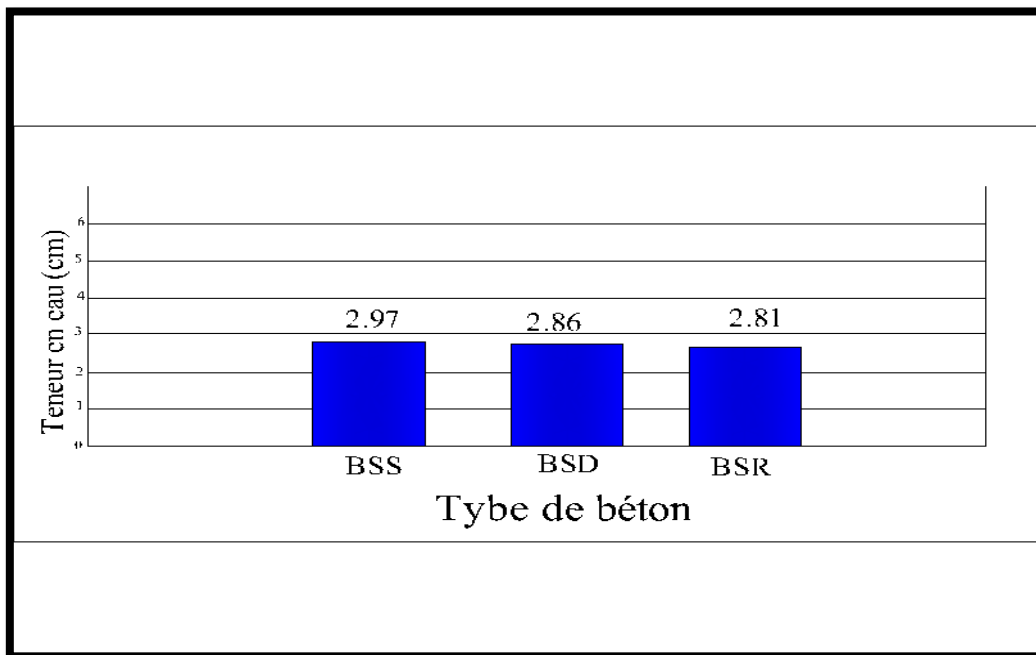


Figure (V-3) Variation de teneur en eau en fonction de type de béton.

La teneur en eau est égale la quantité d'eau évaporée sur la masse volumique du béton frais. Après extraire les résultats dénote une meilleur teneur en eau en béton de type de (BSR). On remarque aussi que la teneur en eau plus grands dans le type de béton (BSS) par rapport les autres types.

Nous concluons de ces résultats à l'augmentation des élément finis dans la composition du béton corresponde à une augmentation en eau évaporable, donc l'augmentation de dosage de grain fin produit une consommation en eau de gâchage.

C'est à dire toutes les caractéristiques des granulats, comme l'état de surface des éléments granulaires est influé sur la consommation d'eau.

V. 4. 2.3 Essais de résistance mécanique:

Essai de compression :

L'essai de résistance à la compression du béton a été effectué conformément à la norme européenne (NF EN 12390-3, 2003).

Les essais de compression ont été réalisés laboratoire de travaux publique du sud Ouargla. L'essai de compression est l'essai le plus connu des essais mécaniques. Il s'effectue sur des éprouvettes cylindriques

La résistance à la compression correspond à la contrainte maximale calculée par la formule suivante (DREUX G. FESTA J, 1998):

$$\sigma_c = \frac{P}{A} \quad (V-4)$$

Avec : - P : La charge appliquée ;

- A : La section de l'éprouvette.

La résistance en compression à 28 jours désignée par σ_{c28} .

Les figure V.4 , V.5 donnent les résultats de compression

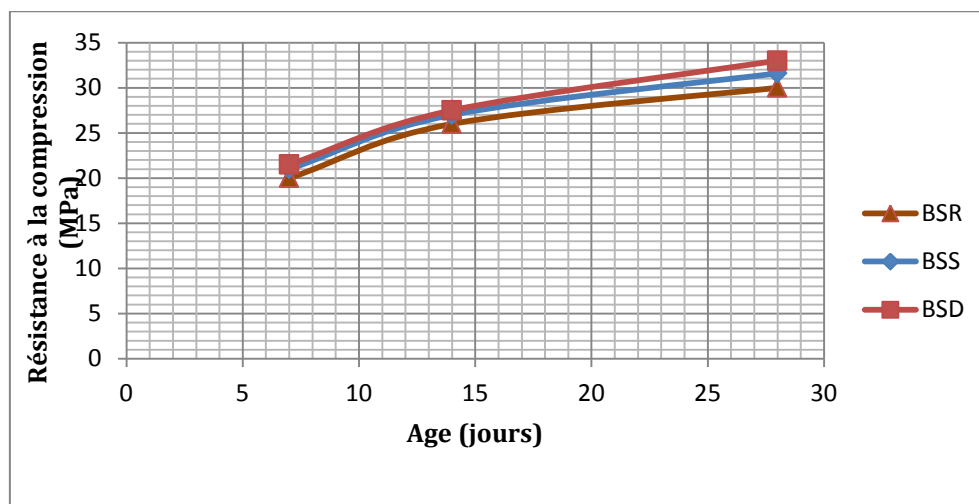


Figure (V-4) : Evolution de la résistance à la compression conservé dans l'air libre

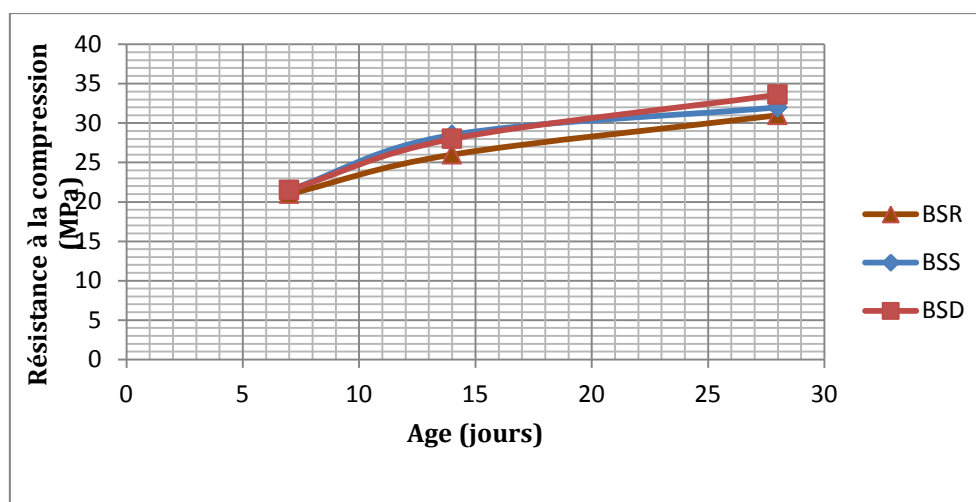


Figure (V-5) : Evolution de la résistance à la compression conservé dans l'eau

Les résultats trouvés dans Les figures V.4 et V.5, montrent les valeurs obtenues dans les deux types de cure dans l'eau et à l'air libre

Les types de béton (BSS) et (BSD) présente une meilleure résistance à la compression à tous les âges d'essai et dans les deux cures

Nous remarquons ce que suit :

L'allure des courbes des bétons dénote une progression continue de la résistance en fonction de l'âge du béton ; 7, 14 et 28 jours.

Le tableau V-3 représente les résultats de résistance à la compression entre le béton de référence BSR et les différents bétons témoins.

Tableau V.3 : La différence des valeurs des résultats de résistance à la compression

Age	(BSS/ BSR)	%	(BSD-BSR)	%	(BSD-BSS)	%
7 jours	0.5	2.32	0.5	2.32	0	0
14 jours	2.5	8.77	2	7.14	-0.5	-1.78
28jours	1	3.12	2.6	7.73	1.6	4.76

Le comportement des différents bétons BSR, BSS et BSD se montre en progression contenue en fonction de l'âge 7, 14 et 28 jours néanmoins nous constatons une diminution de la résistance à la compression de béton BSR par rapport au BSD et BSS.

Donc le béton de sable de(BSS et BSD) est donne un résultat important dans le domaine de construction.

A cet égard on a trouve lors de la formulation du béton, que l'augmentation du dosage en éléments fins conduit à une augmentation en dosage en eau, pour le béton, ce qui va

baissier la résistance à la compression. Mais la différence entre les deux types de béton BSD et BSS qui est négliger presque, justifie, par l'étude bibliographique qui donne les résultats suivants :

La résistance à la compression est influée par quelques caractéristiques du sable, à savoir, le module de finesse, l'équivalent de sable, et l'état de surface des grains.

Autre facteur, influe sur la résistance, c'est le dosage en eau.

V. 4. 2. 4. L'essai d'absorption d'eau par capillarité:

L'absorption d'eau à l'intérieur du béton sec est connue pour dépendre de deux paramètres majeurs, la porosité effective du béton et la vitesse d'absorption par remontée capillaire (absorptivité) (HORNAIN H ARLIGUIE G, 2007)

Les mesures de masse et pénétration d'eau sont prises à des intervalles : 15min, 30min, 1heure, 2heurs, 4heurs, 6heurs, 8heurs et 24 heures . Le coefficient d'absorption capillaire est défini par la relation suivante (ASSIE STEPHAN, 2004):

$$Cat = \frac{Mt - M0}{A} \quad (V - 10)$$

Avec : Ca_t : est le coefficient d'absorption à l'échéance t (kg/m²),

M_t : est la masse de l'éprouvette à une échéance donnée (kg),

M_0 : est la masse initiale de l'éprouvette (kg),

A : est la section de l'éprouvette au contact de l'eau (m²).

L'absorptivité est définie par la vitesse d'absorption par remontée capillaire, elle est obtenue par une régression linéaire de l'ensemble des mesures qui se trouvent dans un domaine d'évolution linéaire du coefficient d'absorption Cat, généralement, entre temps 1 et temps 2 . L'absorptivité est donnée par l'équation suivante.

$$S = \frac{Ca_2 - Ca_1}{\sqrt{t_2} - \sqrt{t_1}} \quad (V - 11)$$

Avec : S : est l'absorptivité (kg/m²/h^{1/2}),

Ca_2 et Ca_1 : sont respectivement le coefficient d'absorption à t₂ et t₁.

Les essais d'absorption d'eau par capillarité ont été réalisés laboratoire du travaux public du sud Ouargla. Il s'effectue sur des éprouvettes cubiques (10×10×10) cm³, norme française (NF P 18-400, 1981), Ces éprouvettes sont confectionnées pour la détermination les essais d'absorption capillaire

Dans le but d'étudier l'absorption d'eau des bétons à 7, 14, 28 et 45 jours du durcissement

Nous avons adopté un essai généralement appliqué à norme Française (NF P 10-502, 1990). Il s'agit de mettre en contact la base des l'éprouvettes (cubiques 10×10 x10 cm,) avec une nappe d'eau à 1 cm de profondeur et de suivre l'évolution de la masse de ces éprouvette au cours du temps. La nappe d'eau est maintenue à niveau constant par un trop-plein figure(V-14). Les faces latérales sont imperméabilisées à l'aide d'un film plastique (un ruban plastique adhésive) qui force l'eau à adopter un cheminement uni-axial et éviter l'évaporation par ces mêmes faces.

La masse d'eau absorbée est déterminée par des pesées successives des échantillons.

La seule précaution à prendre consiste à éliminer la pellicule d'eau retenue sur la face inférieure de l'échantillon avant chaque pesée à l'aide d'un papier absorbant (Castel A., 2001). La quantité d'eau absorbée au bout d'une heure par unité de surface est retenue comme grandeur représentative (BALAYSSAC J P. et al, 1993), (HALL C, 1989), (RILEM, 1994). de volume des plus gros capillaires présents dans la zone de peau, ces capillaires étant les plus efficaces. Les essais sont réalisés dans les conditions de la boratoire ($T = 20 \pm 2^\circ\text{C}$ et $HR = 45 \pm 10 \%$) (MEZGHICHE B, 2005).

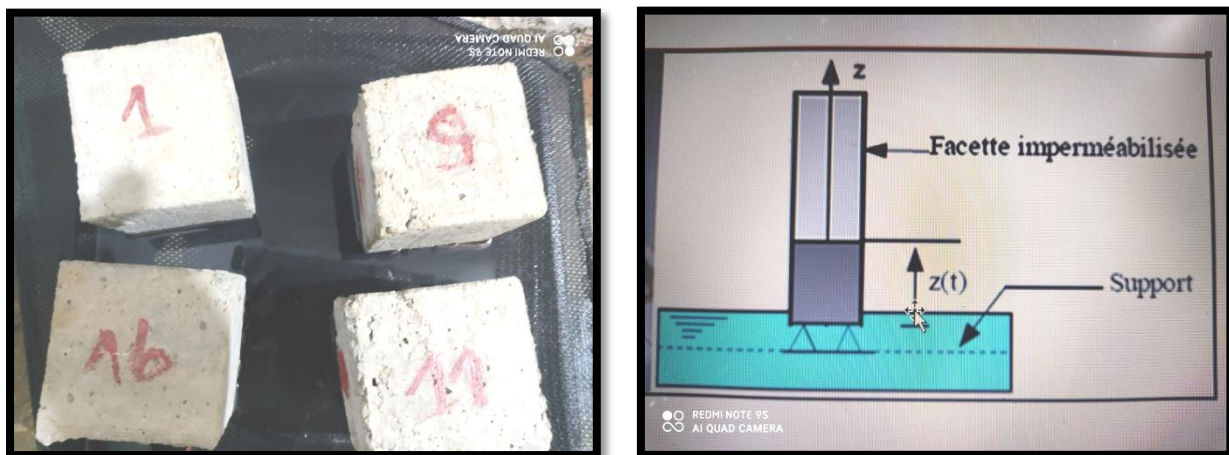


Figure (V-6): Dispositif expérimental de l'essai d'absorption capillaire

Les résultats de la cinétique d'absorption sont explicités par les deux paramètres suivants :

- Par la hauteur du front d'imbibition capillaire $z(t)$.
- Par la quantité d'eau absorbée par unité de surface $\Delta M(t)/A$ (RABEHI M, 2014).

La mesure des coefficients d'absorption capillaire en fonction de temps et la racine carrée du temps, sont représentés sur les figures

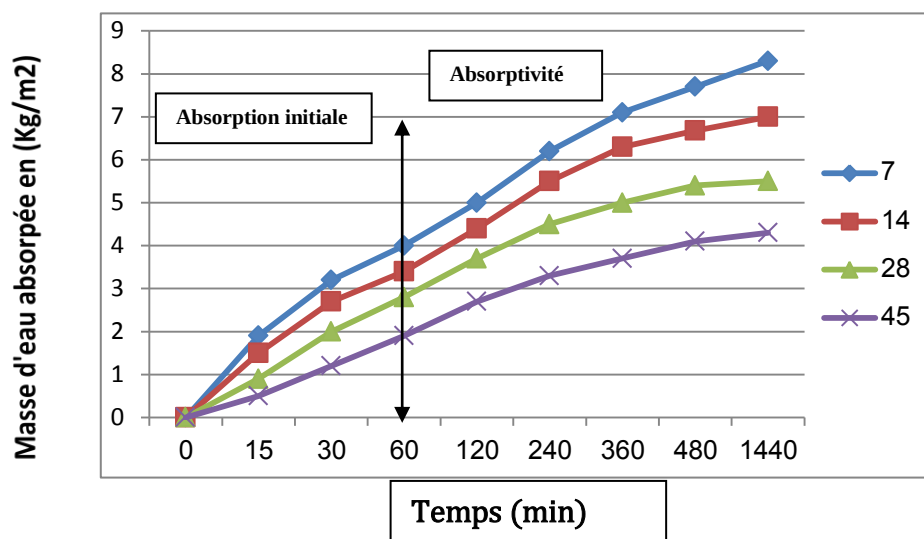


Figure (V-7) : Absorption d'eau par capillaire pour béton sable sidi-sliman en fonction de temps

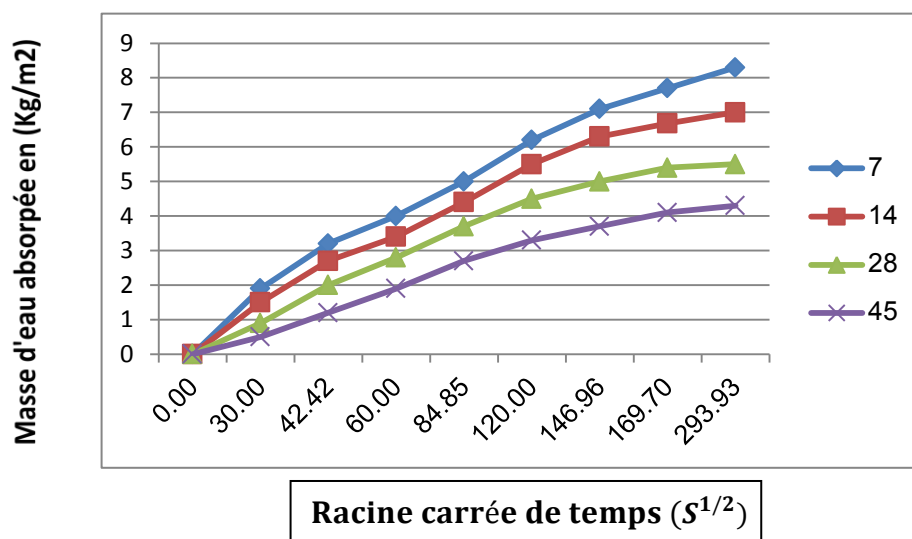


Figure (V-8) : Absorption d'eau par capillaire pour béton sable sidi-sliman en fonction de racine carrée de temps

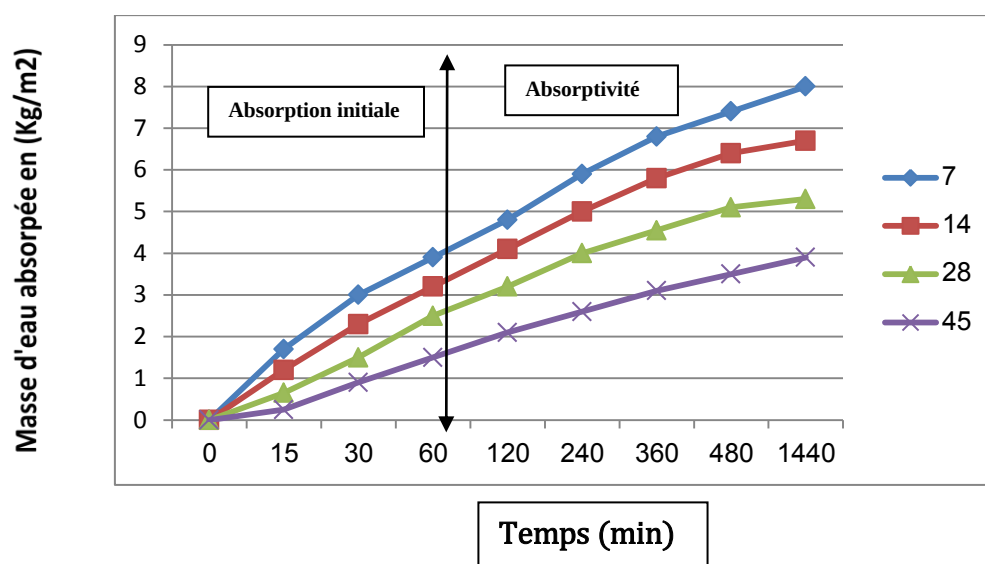


Figure (V-9) : Absorption d'eau par capillaire pour béton sable djamaa en fonction de temps

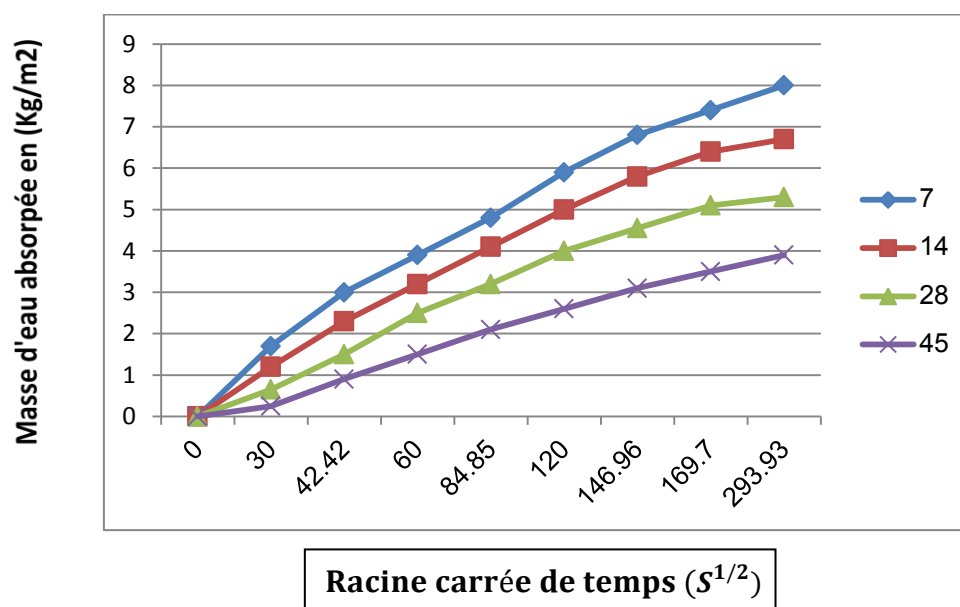


Figure (V-10) : Absorption d'eau par capillaire pour béton sable djamaa en fonction de racine carrée de temps

La figure V-(7.8.9.10) représente les résultats des essais de coefficient d'absorption d'eau en fonction de temps, L'allure de cette courbe de béton dénote une progression continue.

les résultats de la cinétique d'absorption exprimée en terme de masse d'eau absorbée par unité de surface en fonction de la racine carrée du temps des différents types de cure de temps.

On remarque dans la figure ci dessus, que dès la première heure de l'essai, la cinétique d'absorption capillaire de toutes les cures augmente rapidement. Autrement dit, plus la durée de durcissement d'échantillon augmente, plus le taux d'absorption initiale diminue. A titre d'exemple on observe clairement l'influence de la cure sur la diminution de ce taux

d'absorption par rapport au béton à une cure de 7, 14, 28 et 45 jours successivement après 24 heures après d'essai.

L'absorptivité désigne la vitesse d'absorption par remontée capillaire est calculé par la formule (V -11) qui est extrait par la courbe en calculant la pente de la droite, la première phase l'absorption est enregistrée durant la première heure de l'essai et la deuxième phase calculent l'absorptivité sur la période comprise entre 1 h et 24 h Les résultats obtenues sont représentés dans le tableau suivant.

Tableau V.4: Absorptivité d'eau (S) obtenue pour les différents âges des cures BSD

Age de durcissement (jours) Phase d'essai	Absorptivité d'eau initial S ($\text{Kg.m}^{-2}.\text{s}^{1/2}$)			
	Cure 7 j	Cure 14 j	Cure 28 j	Cure 45 j
1 ^{ère} phase(0-1heur)	0.040	0.033	0.032	0.025
2 ^{ème} phase(1-24heurs)	0.008	0.007	0.006	0.002

Tableau V.5: Absorptivité d'eau (S) obtenue pour les différents âges des cures BSS

Age de durcissement (jours) Phase d'essai	Absorptivité d'eau initial S ($\text{Kg.m}^{-2}.\text{s}^{1/2}$)			
	Cure 7 j	Cure 14 j	Cure 28 j	Cure 45 j
1 ^{ère} phase(0-1heur)	0.043	0.036	0.033	0.029
2 ^{ème} phase(1-24heurs)	0.009	0.008	0.007	0.003

On remarque dans le tableau ci dessus , la première phase heure de l'essai, la cinétique d'absorption capillaire de tous les cures augmente rapidement par rapport au deuxième phase. La pente de première phase assez forte caractérise l'absorption d'eau initiale. Cette eau est retenue par les capillaires de plus grands diamètres situés en surface, et la pente de deuxième phase assez faible caractérise l'absorption d'eau le remplissage des capillaires de plus en plus fins.

C'est-à-dire le phénomène d'absorption d'eau par capillarité très importants dès la première heure de l'essai.

Le coefficient d'absorption caractérise la capacité d'absorption d'un béton dans le temps. Plus le réseau poreux est fin, plus la cinétique d'absorption et par conséquent le coefficient d'absorption sont faibles.

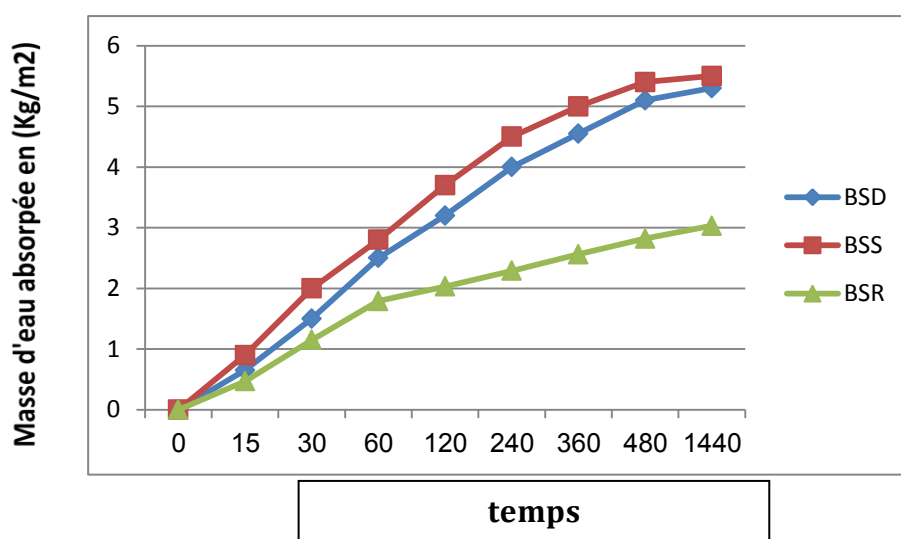


Figure (V-11) : Comparaison absorption d'eau par capillaire pour types du béton en fonction de de temps(Cure 28 j)

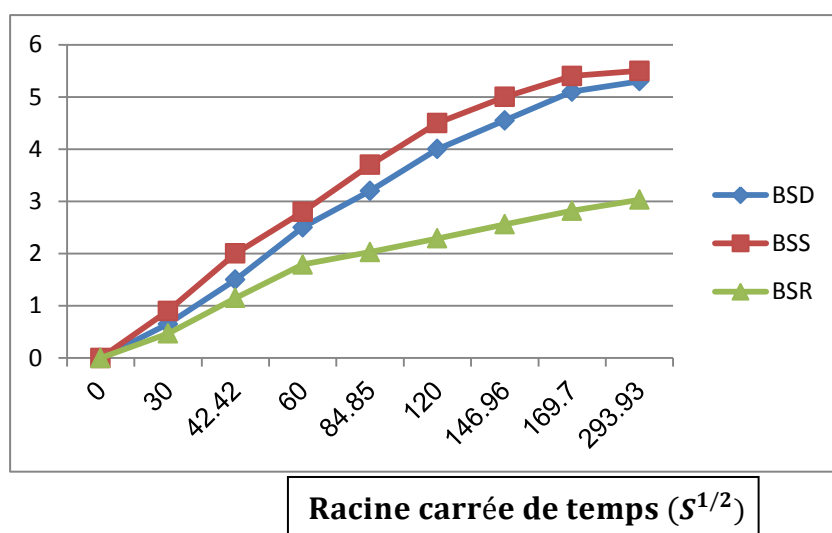


Figure (V-12) : Comparaison absorption d'eau par capillaire pour types des béton en fonction de racine carrée de temps(Cure 28 j)

La comparaison des résultats d'essais d'absorption d'eau par capillarité après 28 jours entre le béton BSD, BSS et BSR elle nous donné que le béton de sable BSR de granulats absorbe moins d'eau par capillaire que le béton de sable de BSD et BSS.

L'absorptivité d'eau des différents types des bétons sont représentent dans le tableau suivant

Tableau V.6: Absorptivité d'eau (S) en fonction de type du béton (Cure 28 j)

Type de béton Phase d'essai	Absorptive d'eau initial S ($Kg.m^{-2}.s^{1/2}$)		
	BSS SIDI-SLIMANE	BS/DJAMAA	BS / OUAD RTEM
1 ^{ère} phase(0-1heur)	0.033	0.032	0.030
2 ^{ème} phase(1-24heurs)	0.007	0.006	0.005

On remarque dans le tableau ci dessus, l'absorptivité capillaire de tous les types des bétons est similaire.

Tout jour le phénomène d'absorption d'eau par capillarité très importants dès la première heure de l'essai.

L'augmentation des grains fins augmente, plus les coefficients d'absorptivité S augmentent.

On conclure Le phénomène d'absorption capillaire est régi par les pores capillaires (diamètre, répartition et quantité) et quelques caractéristiques influés pour l'absorption d'eau dans le béton comme la granulométrie la porosité ...ect

V. 5. Essai de durabilité sur le béton:

Dans cette étude des éprouvettes cubiques de (10x10x10) cm³, ont été exposées à des milieux agressifs représenté dans la nappe phréatiques de la région Touggourt après analyse des eaux en laboratoire nous avons obtenu les composés qui sont (SO₄, Ca⁺², AL⁺³, CL)

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'étrangéité secondaire expansive, conduisant à la dégradation d'ordre macroscopique : chute de résistance, fissuration et déformation du matériau.

Pour les bétons I, on peut différencier trois types d'étrangéité

de composition minérale pourtant égale mais dont les effets sont différents :

1/ Lettringite primaire qui se forme dans les premiers moments de l'hydratation du ciment lorsque la pâte est fluide, par réaction du gypse avec le C3A, Cette étrangéité nets pas nuisible pour le béton.

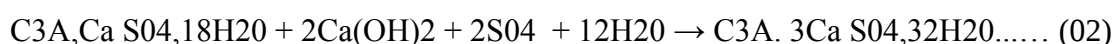
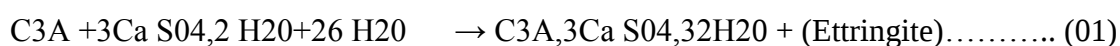
2/ L'étrangéité dite différée ou DEF qui correspond à une attaque sulfatique interne pour laquelle la source des ions sulfates provient de la déstabilisation préalable d'une grande quantité d'étrangéité.

3/ L'étrangéité dite secondaire se forme une fois que la prise du ciment est réalisée, entraînant des désordres macroscopiques irréversibles (gonflement, fissurations, ruine du matériau,...).

Cette étrangéité qui correspond+d à une attaque sulfatique externe se forme si l'environnement du béton présente des sulfates et de l'eau.

L'étrangéité secondaire peut se former soit à partir de l'aluminate tricalcique C3A présent dans la composition du clinker, soit du mono-sulfo-aluminate de calcium hydraté. Le mono-sulfo-aluminate est un constituant de la pâte de ciment durci obtenu après l'hydratation du ciment.

L'action du sulfate externe peut être résumée comme suit:



Ce protocole est le plus fréquent dans la bibliographie, il simule le cas typique de l'attaque des bétons lorsqu'il est exposé à la nappe phréatiques.

Au bout de 7. 14. 28 et 60 jours d'immersion dans l'eau agressive, 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.



Figure V-13:préparation des éprouvettes pour la pesé



Figure V-14: cure des éprouvettes sous l'eau agressif



Figure (V-15): Conservation des éprouvettes exposées à sous l'eau

V. 6. Caractérisation mécanique du différent composite après les attaques chimiques:

Les résultats des résistances à la compression du béton avec différents des sables étudiées en fonction d'âge et exposés à des milieux agressifs:

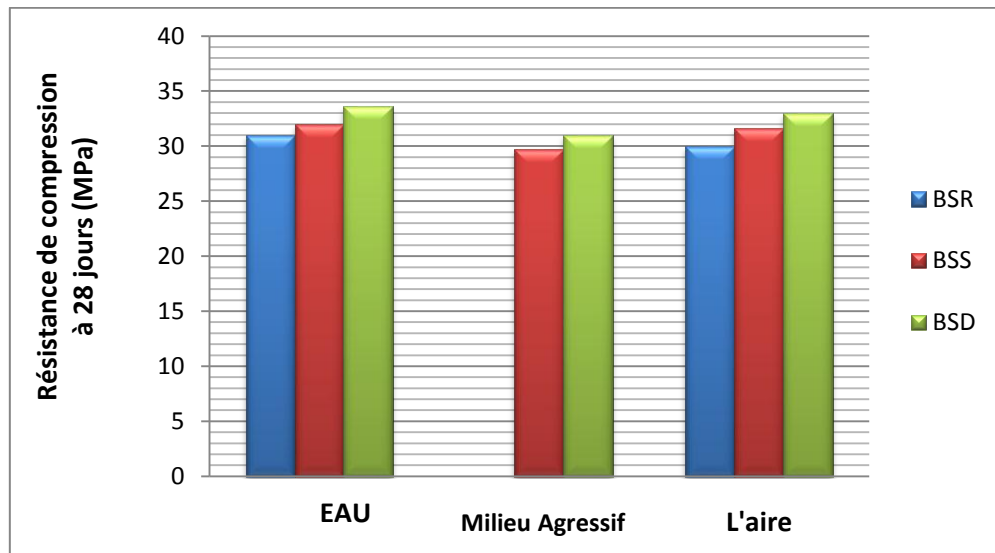


Figure V-16: Résistance à la compression à 28 jours des différents types du béton dans différents cures

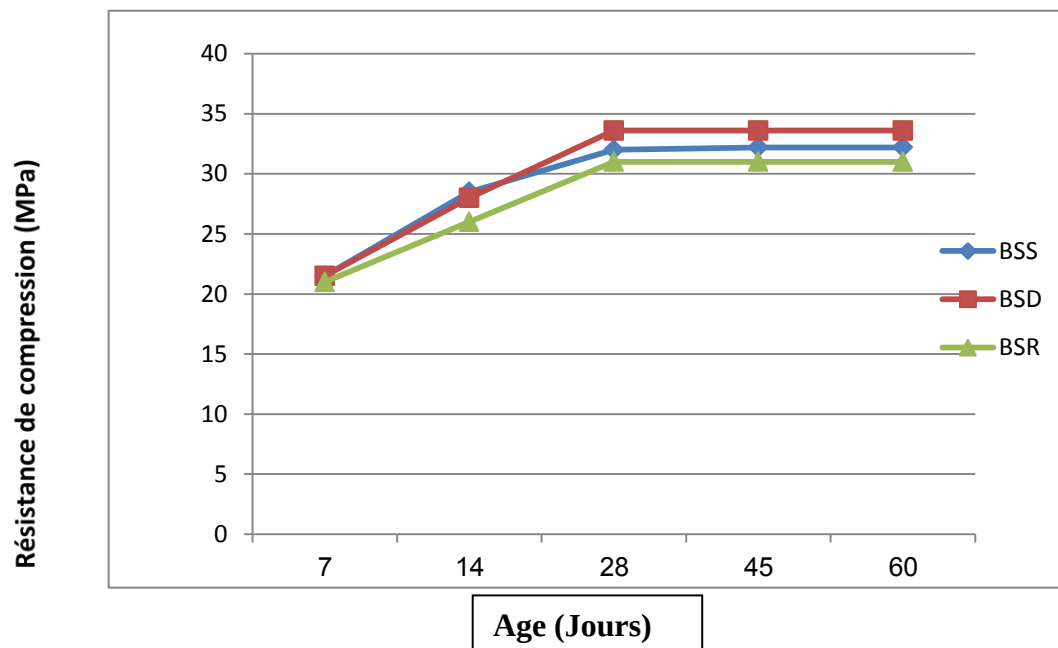


Figure V-17: Résistance à la compression à jours des différents types du béton dans l'eau

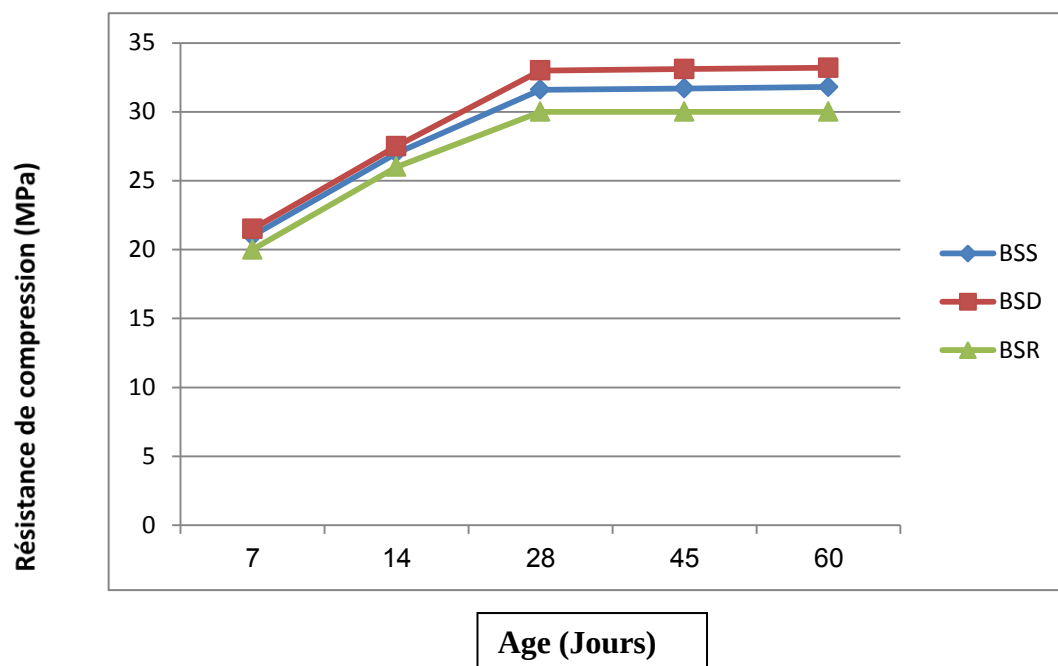


Figure V-18: Résistance à la compression à jours des différents types du béton dans l'air

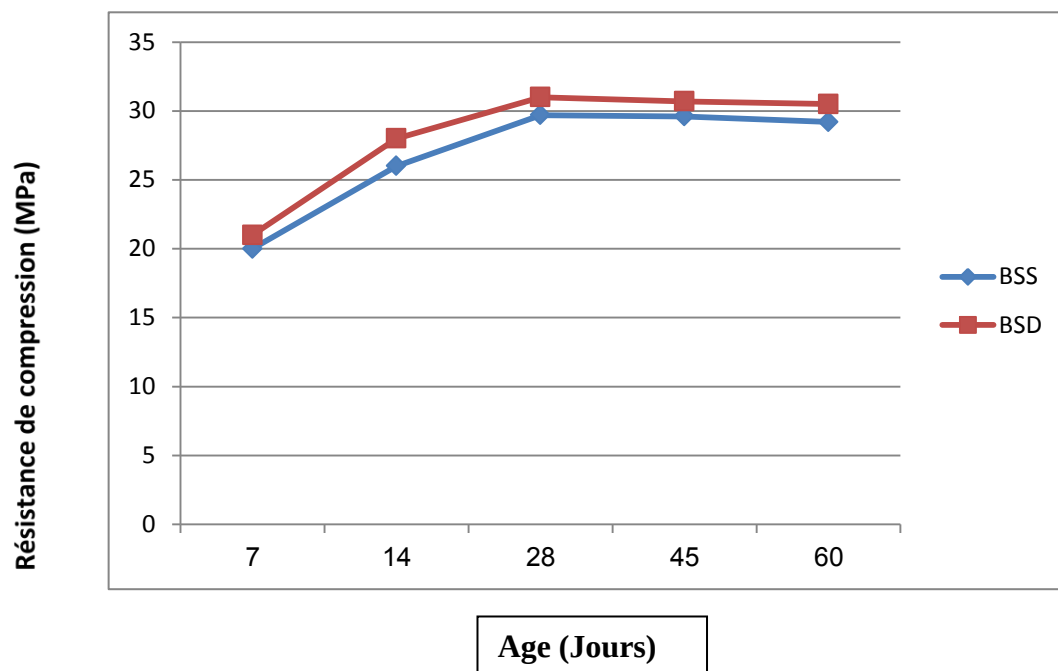


Figure V-19: Résistance à la compression à jours des différents types du béton dans l'eau agressive

Dans le but d'une analyse comparative des propriétés mécaniques des différents types des bétons par vis-à-vis à l'immersion dans l'Eau, l'air et Milieu Agressif on a déterminé la variation de la résistance à la compression des différents types du béton et leurs influences par les cures après 28 jours Figure V-(16-17-18-19)

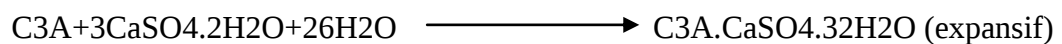
On remarque que la résistance à la compression évolue positivement jusqu'à 28 jours dans les types du béton BSS, BSD et BSR immergé dans l'eau et l'air et la résistance du béton à la compression dans le milieu agressif est diminuant par rapport aux milieux précités.

d'hydratation du ciment et à la formation progressive du gel C-S-H qui est le premier responsable de la résistance du béton.

L'action de sulfate prend une forme d'expansion du béton suite à la formation de produits expansifs

qui se forme uniquement dans les espaces internes de la pâte de ciment hydraté

- dans la majorité des cas, (pas ou peu expansif). Formation de l'ettringite secondaire, à partir du C3A anhydre résiduel selon la formule chimique suivante:



Les éprouvettes immergées dans milieu agressif donnent une chute de résistance dans tous les types des bétons étudiés pour les types du béton BSS, BSR et BSD successivement par rapport aux résultats obtenus après 60 jours d'immersion.

La résistance à la compression est clairement liée à la porosité car le béton a une faible porosité réduite la perméation de l'eau et des éléments agressifs.

L'examen visuel:

Les figures V-20, V-21 montre l'état des échantillons des différents types du bétons après leur immersion dans l'eau et l'eau agressive :

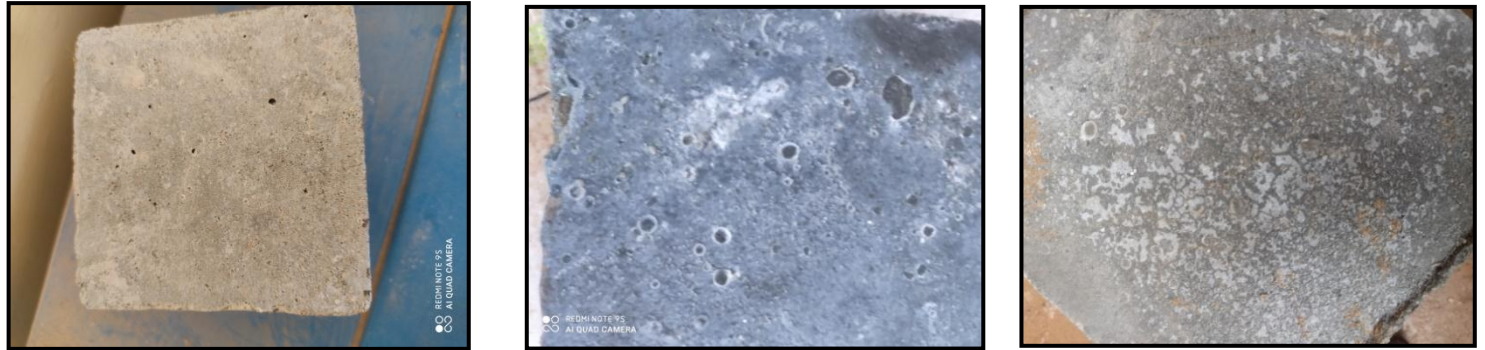


Figure V-20 Etat des éprouvettes aux différents types des bétons après leur immersion dans l'eau agressive



Figure V-21 Etat des éprouvettes aux différents types du bétons après leur immersion dans l'eau

Ces résultats sont confirmés par l'état des éprouvettes après immersion à 60 jour dans les deux cures par les figures présentent dans les figures ce dessus visuellement, les éprouvettes en contact avec l'eau agressive, est un moyen qu'évalue la détérioration et dégradation de l'aspect extérieur des éprouvettes. Cette solution décape les surfaces, des gros grains de sable qui se trouvent déchaussés.

Nous observons que l'éprouvettes contact avec l'eau contenant l'eau agressive nous observons qu'un couche blanche sur la surface dans des pores externes

V. 7 – Essai de carbonatation du béton :

Après avoir placé les différents échantillons de béton dans l'eau agressive après 7 jours, nous en prélevons des échantillons pour les tester en les divisant en deux moitiés et en pulvérisant une solution de phenolphthaleine (1% phenolphthaleine dans 70% d'alcool éthylique) sur la surface et nous notons la coloration de la zone non exposée à la carbonatation en rose la couleur, qui a été exposée à la carbonatation, reste de couleur blanche, et nous répétons l'expérience ainsi à 14, 28, 45, et 60 jours, et dans ce qui suit sont les résultats obtenus :



Figure V-22 solution de phenolphthaleine



Figure V-23 Etat des éprouvettes aux différents types du bétons après pulvérisant une solution phenolphthaleine

Tableau V.7: Profondeur de carbonatation en fonction de type du béton Cure

SABLE	Profonder de carbonatation				
	Cure 7 j	Cure 14 j	Cure 28 j	Cure 45 j	Cure 60 j
BSS	0	0	0.2	0.32	0.35
BSD	0	0	0.15	0.25	0.3

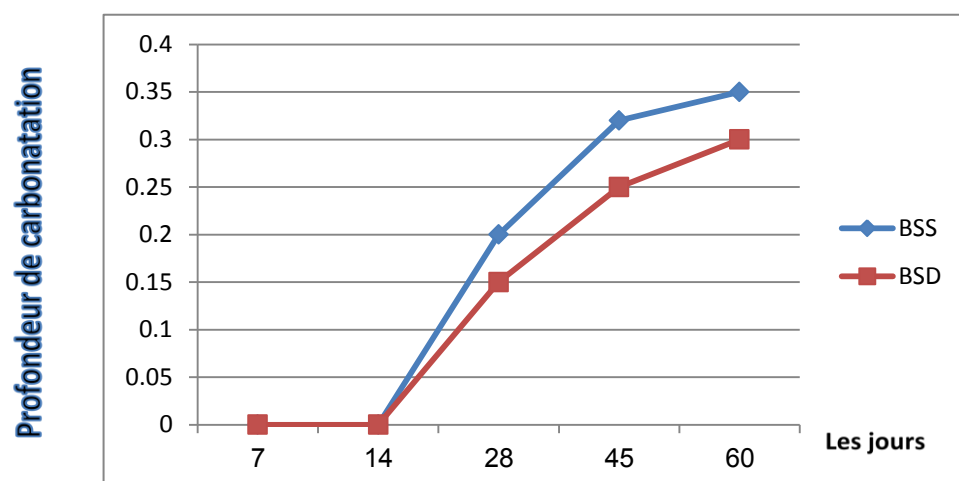


Figure V-24: Profondeur de carbonatation à jours des différents types du béton dans l'eau agressif

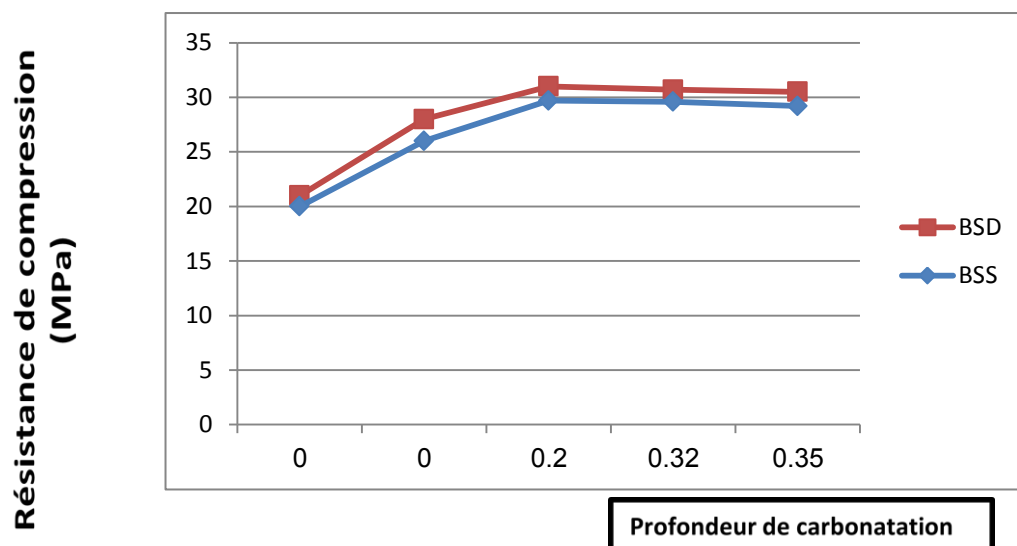


Figure V-25: Profondeur de carbonatation à la compression à jours des différents types du béton dans l'eau agressif

Tableau V.8: Profondeur de carbonatation et absorptivité d'eau en fonction de type du béton
Cure

	BSS		BSD	
	Profondeur de carbonatation	Absorptivité d'eau	Profondeur de carbonatation	Absorptivité d'eau
7 J	0	0,043	0	0,04
14 J	0	0,036	0	0,033
28 J	0,2	0,033	0,15	0,032
45 J	0,32	0,029	0,25	0,025
60 J	0,35	/	0,3	/

On remarque dans le tableaux et Figures ci-dessus

On Grâce à l'expérience susmentionnée et aux résultats obtenus, nous avons remarqué qu'il existe une relation entre la profondeur de carbonatation et l'absorption. Ainsi qu'une relation proportionnelle entre la profondeur de carbonatation et le temps d'exposition de l'échantillon au milieu agressif, et ce pour les différents types de béton étudiés. De cela, nous concluons que l'absorption du béton pour différentes solutions a un rôle important dans la force de résistance et la profondeur de carbonatation

V. 8 -RECAPITULATIF ET DISCUSSION:

Afin de donner une image claire sur les propriétés du béton, le tableau V.13 à 28 jours présente un résumé de la comparaison entre les trois types de béton **BSR**, **BSS**, **BSD**, dans le béton normal et le béton de sable.

Tableau (V.9) : Récapitulatif des résultats des différents bétons

Béton normal				
Propriétés		BS /SIDI-SLIMANE	BS/DJAMAA	BS/ OUAD RTEM
Ciment (kg/m ³)		400	400	400
Eau (l/m ³)				250
Rapport E/C		0.57	0.57	0.625
S. djamaa (kg/m ³)		/	535.52	/
S. sidi slimane (kg/m ³)		613.19	/	/
S.oued Rteme (kg/m ³)		/	/	733
G. 3/8 (kg/m ³)		262.33	312.16	183
G. 8/15 (kg/m ³)		891.59	891.59	1120
Affaissement (cm)		10	9	9.5
Masse volumique durci(kg/m ³)		2331	2326	2350
Teneur en eau %		2.97	2.86	2,81
Rc ₂₈ (MPa)		32	33.6	30,34
Coefficient d'absorption d'eau		2.99	3.32	3.03
Absorptivité (kg.m ⁻² .s ^{1/2})	0 jusqu'a 1h	0.031	0.029	0.030
	1 jusqu'a	0.004	0.003	0.005

	24h									
Cure de conservation		EAU	M/AGRESSIF	AIR	EAU	M/AGRESSIF	Hcl	EAU	Na2SO4	AIR
Rc ₂₈ (MPa)		32	31	31.6	33.6	29.7	33	32,17	34,92	36,79
Moule béton	Compression	Ø16H32 &			Ø16H32			Ø16H32		
	Absorption d'eau	10×10×10			10×10×10			10×10×10		

N .B :

Les différents types des bétons avec et sans gravier sont:

Béton BA : 100% sable alluvionnaire, échantillon témoin.

Béton BSD : 100% sable de dune,.

Béton BSR : 100 % sable d'oued Rtem.

Après analyse et comparaison des résultats du tableau récapitulatif nous constatons ce qui suite:

- ❖ L'affaissement diminue en fonction de module de finesse de sable.
- ❖ La masse volumique augmentée en fonction de l'état de surface des granulats.
- ❖ La teneur en eau augmente en fonction de dosage de grain fin .
- ❖ La résistance à la compression diminue en fonction de l'augmentation de module de finesse.
- ❖ L'absorption d'eau diminue par rapport a l'augmentation de la durée de durcissement d'échantillon.
- ❖ La résistance à la compression meilleur résultat dans le béton normal de BSD.
- ❖ la vitesse d'absorption d'eau par capillaire (absorptivité) dans le cure après 28 jours augmente rapidement par rapport au deuxième phase.
- ❖ la résistance de compression diminué en fonction de la durée d'immersion dans les attaques chimiques

CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

Le but visé par cette étude est la valorisation des matériaux locaux du sud Algérien en fait l'utilisation du sable Sidi -Sliman et djamaa dans la production du béton.

L'étude comporte une partie théorique résumant la recherche bibliographique, et une partie expérimentale réalisée en trois phases à savoir :

L'identification des matériaux c'est basé essentiellement sur les essais physicochimiques (granulométrie, équivalent de sable, masses volumiques).

L'analyse granulométrique du sable d'EL-Oued a présenté une courbe (serrée étalé)

Formulation de béton

La méthode optée pour la formulation de béton est celle de Dreux-Gorisse, cette méthode est très simple et efficace elle se base sur l'obtention d'une bonne compacité avec une ouvrabilité adéquate.

Le rapport eau /ciment ($E/C=0.57$) étant gardé constant pour tous les mélanges réalisés et le mélange de béton de référence, dont le but de pouvoir comparer les résultats trouvés.

Tous les mélanges ont été réalisés à base de gravier 3/8, 8/15 provenant de la carrière aine Touta Batna.

Un total de 72 éprouvettes cylindriques et 114 éprouvettes cubiques ont été confectionné pour le béton utilisé. Les bétons en question ont été réalisés dans les mêmes conditions de gâchage et de conservation (compression dans l'eau, l'air libre). Les âges de test respectives sont 7, 14, 28 et 60 jours pour la résistance, et 7, 14 28 j pour l'absorption d'eau par capillarité.

Les résultats des essais de compression à 28 jours d'âge ont révélés des résistances acceptables variant dans le type de béton BSS(32.00 MPa), BSR(30.34 MPa), BSD (33.60 MPa). ce qui laisse conclure un très bon comportement des matériaux locaux vis-à-vis à la résistance à la ruine (durabilité).

L'absorption capillaire est liée par les pores capillaires (porosité), la porosité du matériau est le premier indicateur de la durabilité, car la porosité est le siège des agressions extérieures : plus le matériau est poreux, plus la pénétration d'agents est facilitée,et donc plus sa durabilité. La conclusion qu'on peut tirer de ces résultats c'est la prépondérance de la qualité du béton de sable Sidi-s-Sliman et djamaa. Avec l'expérimentales nous avons trouvé des résultats satisfaisants sur le coté résistance de compression, absorption d'eau, Néanmoins les résultats sont très acceptables pour toute fabrication des bétons ayant une résistance égale ou supérieure à 30 MPa.

Nous recommandons de pousser encore les recherches afin d'obtenir les meilleurs résultats avec d'autres ajouts,

- ✓ L'étude de l'évolution des caractéristiques physico - mécaniques de ce béton un autre essai.
- ✓ Pour connaître les résultats obtenues plus précisément en fixant le même essai de recherches, avec changements le rapport E/C.
- ✓ L'étude de l'évolution des caractéristiques physico - mécaniques de ce béton à long terme au moins de 12 mois.
- ✓ Recherche et étude des sables aux autres carriers pour trouver des carriers des sables de construction.

RÉFÉRENCES

BIBLIOGRAPHIQUES

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE

- [01] **Rouge lot, J. D. Burlion, D. Bernard; and F. Skoczylas** (2010). « About microcracking due to leaching in cementations composites: X-ray micro tomography description and numerical approach». *cem, concr, Res*; 40(2), 271-283;
- [2] **Ollivier J-P., Vichot A**(2008). «La durabilité des bétons: Bases scientifiques pour la formulation de bétons durables dans leur environnement». Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées;
- [03] **Everett, D.H. (1972)**. «Manual of symbols and terminology for physicochemical quantities and units, Appendix II: Definitions, terminology and symbols in colloid and surface chemistry». *Pure and Applied Chemistry*, Vol. 31, No 4, pp. 577-638;
- [04] **Sierra R..** «Répartition des différentes formes d'eau dans la structure des pâtes pures de C₃S et ciment Portland». *Bull. Laison LCPC*, 1982, n°117, pp 77-81;.
- [05] **Otis, N.** (2000), «Influence de divers supe plastifiants sur le ressuage et l(interface pâte/granulat dans les matériaux cimentaires». Université de Sherbrooke, Sherbrooke;
- [06] **Diamond, S.** (2001). «Considerations in image analysis as applied to investigations of the ITZ in concrete». *Cement and Concrete Composites*, 23(2-3), 171-178;
- [07] **Van Breugel, K., E. A. B. Koenders, Y. Guang. And P. Lura** (2004). «Modelling of transport phenomena at cement matrix-Aggregate interfaces». *Interface Science*, 12(4), 423-431;
- [8] **Mehta, P. K.** (1986a). «Concrete structure, properties and materials». In *Prentice-Hall international series in civil engineering and engineering mechanics* (3rd ed., p. 450);
- [09] **T.H. Vu.** «Caractérisation de la phase solide et transferts de gaz dans les milieu poreux insaturés. Etude expérimentale et modélisation appliquées à la diffusion de l'hydrogène dans les matériaux cimentaires». Thèse de Doctorat, Toulouse, 2009;
- [10] **QUENARD D., KALIFA P. PARDO.** « Mesure du facteur de formation et de la Perméabilité dans des pâtes de ciment». Thème de recherche OA9 du L.C.P.C, CSTB, Paris, février 1999, 24p;
- [11] **GAGNÉ R.,** GCI 714. «Durabilité et réparations du béton». Université de Sherbrooke, Département de génie civil, Québec, 2000, 338 p;
- [12] **PIGEON.** « Composition et hydratation du ciment Portland, Séminaire progrès dans le domaine du béton». Québec, septembre 1981, p. 36-72;
- [13] **Cours** (Chapitre 2-2). GCI ,714 «Durabilité et réparations du béton». Université de Sherbrooke, Département de génie civil, Québec, 2000, 37p;
- [14] **MEHTA P.K., MANMOHAN D.** «Pore size distribution and permeability of hardened cement paste». 7e Congrès international de la Chimie des ciments, Paris, 3,7.1, 1980, p. 1-11;
- [15] **BENTZ D.P., GARBOCZI E.J.** «Percolation of phases in a three-dimensional cement paste microstructural model». *Cément and Concrete Research*, vol. 21, 1991, p. 325-344;
- [16] **POWERS T.C.** «Capillary continuity or discontinuity in cement pastes». *Journal of the PCA Research and Development Laboratories*, 1, 2, 1959, p. 38-48;
- [17] **CRUMPTON C.F. and BUKOVATZ J.E.** «Corrosion and Kansas bridges, Transportation Research Record N500», Washington, D.C, 1974, p.25-31;
- [18] **RANC R., CARIOU B.** «Quality and durability of concretes made with fillerized cements». The French experience. BRE seminar on limestone-filled cements, Londres, 28 novembre 1989;
- [19] **PICANDET V.** «Influence d'une endommagement mécanique sur la perméabilité et sur la diffusivité hydraulique des bétons». Thèse, Université de Nantes, 2001;
- [20] **HERMANN K.** «Perméabilité au gaz des bétons». *Bulletin du ciment*, November 2000;
- [21] **PERRATON D.** «Perméabilité aux gaz des bétons hydrauliques». Thèse de l'INSA, Toulouse.1992;

- [22] **PERRATON D., AÏTCIN P.C. et CARLES-GIBERGUES A.** «Mesure de la perméabilité au gaz des bétons: perméabilité apparente et perméabilité intrinsèque». Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées, n° 221, pp 69-87, 1999;
- [23] **QUENARD D. et CARCASSES M.** «Les résultats des essais croisés AFRAM: Perméabilité». Compte-rendu des journées technique AFPC-AFRAM, «Méthodes recommandées pour la mesure des grandeurs associées à la durabilité», Toulouse, 11-12 Décembre, pp. 41-58, 1997;
- [24] **Odler I., RÖßler M.** « Investigation on the relationship between porosity, structure and strength of hydrated Portland cement pastes: effect of porosity ». Cement and Concrete Research, vol.15, pp. 320-330, 1985;
- [25] **Kumar R. and Bhattacharjee B.** « Porosity, pore size distribution and in situ the strength of concrete ». Cement and Concrete Research, vol.33, pp. 155-164, 2003;
- [26] **PHILIP J.R, DE VRIES D.A.** «Moisture movement in porous materials under temperature gradient ». Trans.Am.Geo.Union, vol.38, N°2, avril 1957-pp.222-232;
- [27] **LUIKOV A.V.** «Heat and mass transfer in capillary porous bodies». Pergamon Press (1966);
- [28] **Delmi M.** «Etude de l'hydratation et du couplage carbonatation-échanges hydriques dans les mortiers et bétons ». Thèse de Doctorat, Université de la Rochelle, 2004;
- [29] **VERONIQUE BAROGHEL B., AMMOUCHE A., HUGUES H.** «Analyse de la microstructure et propriétés de transfert». Revue de génie civil. Hermes, France. Vol 5, N°2-3, 2001, pp149-177;
- [30] **ARNAUD C., GINETTE A., VERONIQUE BAROGHEL B.** «La microfissuration superficielle a-t-elle une influence sur la profondeur de carbonatation des bétons». Revue de génie civil. Hermes, France, Vol 5, N°2-3, 2001, pp231-248;
- [31] **M.THIERY., G.VILLAIN., P.DANGLA., G.PLATRET.** «La technologie et la durabilité du béton». 2004 Mai., USTHB, Alger, algérie: laboratoire central des ponts et chaussées, division bétons et composites cimentaires, paris, 2004, N°22,8p (Modélisation du processus de carbonatation atmosphérique des matériaux cimentaires);
- [31] **Dakhmouche Chabil. F. Z.,** «Carbonatation de bétons adjuvants a base de ressources locales algériennes». Thèse de doctorat. Université d'Orléans et de l'Université Mentouri de Constantine, Constantine. Algérie, 2009;
- [32] **LABALETTE Julien., TROUVILLIEZ Alexandre.** «Le CO2 d'origine anthropique et volcanique»,2008;
- [33] **Thiery M.** « Modélisation de la carbonatation atmosphérique des matériaux cimentaires, prise en compte des effets cinétiques et des modifications microstructurales et hydriques ». Thèse de doctorat,Paris, LCPC 2005;
- [34] **YOON I.K., LU O.C. et PARK K.** «Effect of global climatic change on carbonation progress of concrete». Atmospheric Environment Journal, 2007, 41: 7274 – 7285;
- [35] **R.DUVAL.** «La durabilité des armatures et du béton d'enrobage.In : **BARON, J.OLLIVIER.** La durabilité des bétons». Presses ENPC .Paris, 1992, pp.173-225;
- [36] **VALSARAJ, K.T.** «Elements of environmental Engineering — thermodynamics and kinetics». New York: Lewis Publishers, 1995, 649 p;
- [37] **NISHIKAWA, T., SUZUKI, K., ITO, S. et al.** «Decomposition of synthesized ettringite by carbonation». Cement and Concrete Research, 1992, vol. 22, p 6-14;
- [38] **ROBERTS, M.H.** «Carbonation of concrete made with dense natural aggregates»;
- [39] **MATSUSATO, H., OGAWA, K., FUNATO, M. et al.** «Studies on the carbonation of hydrated cement and its effect on microstructure and strength». Proceedings of the 9th International Congress on the chemistry of cement. New Dehli. Vol. 5, 1992, pp. 363-369;
- [40] **A.LASHEB.** «La corrosion des armatures du béton arme». CTC centre Alger N°12 ,

- [41] **NGALA, V.T., PAGE, C. L.** «Effects of carbonation on pore structure and diffusional properties of hydrated cement paste». Cement and Concrete Research, 1997, vol. 27. N°7, p
- [42] **PARROTT, L.J.** «Factors influencing relative humidity in concrete». Magazine of Concrete Research, 1991, 43, N° 154, Mar., pp. 45-52;
- [43] **PATEL, R. G., PARROTT, L. J., MARTIN, J. A. et al.** «Gradients of microstructure and diffusion properties in cement paste caused by drying». Cement and Concrete Research, 1985, Vol. 15, pp. 343-356;
- [44] **N. Saeki, N. Takada, Y. Fujita.** «Influence of carbonation and sea water on corrosion of steel in concrete». Japan Concrete Institute, 6, 1983, 155-162;
- [45] **N. Kashino,** «Investigation into limit of initial corrosion in existing reinforced concrete structures». 3rd Conference Durability Building Materials and Components, Espoo, 1984,
- [46] **L.J. Parrott.** «A review of carbonation in reinforced concrete». British Cement Association, 1987, 126 p;
- [47] **P. Mounanga.** «Étude expérimentale du comportement de pâtes de ciment au très jeune âge : hydratation, retrait, propriétés thermophysiques». Thèse de Doctorat de l'Université de Nantes, 2003;
- [48] **Rafaï, R. Letolle, P. Blanc, A. Person, P.** «Gegout, Isotopes geochemistry (13C, 18O) of carbonation processes in concrete». Cement and Concrete Research, 21 (2-3), 1991, 368-377;
- [49] **M. Fumiaki, A. Yoshimichi, S. Sumio.** «Carbonation degree of autoclaved aerated concrete». Cement and Concrete Research, 30 (11), 2000, 1741-1745;
- [50] **N. Hyvert.** «Application de l'approche probabiliste à la durabilité des produits préfabriqués en béton». Thèse de Doctorat de l'Université de Toulouse, 2009;
- [51] **N. Rafaï, H. Hornain, G. Villain, V. B. Bouny, G. Platret, T. Chaussadent,** «Comparaison des méthodes de mesure de la carbonatation». Revues française de génie civil. Volume 6. N° 2, 2002, pp. 251-274;
- [52] **M. Vénuat, J. Alexandre.** «De la carbonatation du béton –Partie II». Revue des matériaux de construction, 639, 1968, 469-481;
- [53] **J.-P.BALAYSSAC, CH.-H. DETRICHE, J. GRANDET.** «influence de la cure humidesur les caractéristiques du béton de peau». Materials and Structures, 1998, Vol. 31, pp 325-328;
- [54] **Muller A and Siickert G. (1993).** « Modelisation of the carbonation resistance of concreteon the basis of its capillarity and microstructure». Betonwerk+Fertigteil-technik, n°11, pp.70-88;
- [55] **Venuat M. (1978).** La commission technique 16-C « Carbonatation ». Mat. Constr ; 11,142-146;
- [56] **Ounoughi V., Baroghel Bouny V., Gawsewitch J., Chaussadent T. et Croquette G.** «Influence du rapport eau/ciment, du type de ciment et de la microstructure sur la carbonatation des bétons». Dans:Transferts dans les bétons et durabilité des ouvrages, Evaluation expérimentale des paramètres déterminants. Journées « durabilité » 8 et 9 mars 2000 Bordeaux –CETE du sud –ouest;
- [57] **Ho.D.W.S and Lewis.R.K. (1987).** «Carbonation of Concrete and prediction». cem, concr. Res;17,489-504;
- [58] **Kobayashi K. and Uno Y. (1989).** «Influence of alkali on carbonation of concrete». Part I,preliminary tests with mortar specimens. Cement and Concrete Research, vol 19, n°5 pp.821-826.(1990). Part II, Influence of alkaline cement on rate of carbonation of concrete, Cement and Concrete Research, vol.20, n°4, pp.619-622, Copyright 1990;
- [59] **H. Smolczyk.** «Physical and chemical phenomena of carbonation». RILEM International Symposium on Carbonation of Concrete, C&CA, Fulmer grange, 1976;
- [60] **C.D. Lawrence.** «Transport of oxygen through concrete». British Ceramics Society

Proceedings, 35, 1984, 277-293;

[61] **K. Schölink, H.K. Hilsdorf.** «The potential durability of concrete». 9th European Ready Mixed Concrete Organisation Congress, ERMCO 89, Oslo, 1989;

[62] **T.A. Bier.** «Influence of the type of cement and curing on carbonation progress and pore structure of hydrated cement pastes». Materials Research Society Symposium Proceedings, 85, 1986, 123 doi:10.1557/PROC-85-123;

[63] **C.D. Atiş.** «Accelerated carbonation and testing of concrete made with fly ash» Construction and Building Materials, 17 (3), 2, 147-152;

[64] **G. Verbeck.** «Carbonation of hydrated Portland cement». ASTM Special Technical Publication, 205, 1958, 17-36;

[65] **S.K. Roy, K.B. Poh, D.O. Northwood.** «Durability of concrete –accelerated carbonation and weathering studies». Building and Environment, 34 (5), 1999,597-606;

[66] **AFGC.** «Conception des bétons pour une durée de vie donnée des ouvrages– Maîtrise de la durabilité vis-à-vis de la corrosion des armatures et de l'alcali-réaction –État de l'art et Guide pour la mise en oeuvre d'une approche performantielle et prédictivesur la base d'indicateurs de durabilité». Documents scientifiques et techniques, AFGC,2004, 252 p;

[67] **Y.F. Houst.** «Diffusion de gaz, carbonatation et retrait de la pâte de ciment durcie». Thèse de Doctorat de l'École Polytechnique Fédérale de Lausanne, 1992;

[68] **H. Wierig.** «Longtime studies on the carbonation of concrete under normal outdoorexposure». RILEM Seminar, Hannover, 1984;

[69] **M.A. Sanjuán, C. Del Olmo.** «Carbonation resistance of one industrial mortar used as a concrete coating». Building and Environment, 36 (8), 2001, 949-953;

[70] **K. Van Balen, D. Van Gemert.** «Modelling lime mortar carbonation». MaterialsandStructures, 27 (7), 1994, 393-398;

[71] **Khunthongkeaw J, Tangtermsirikul S, Leelawat T. A.** «study on carbonation depthprediction for fly ash concrete». Constr Build Mater 2006;20(9):744–53;

[72] **Lafhaj Z, Goueygou M, Djerbi A, Kaczmarek M.** « Correlation between porosity,permeability and ultrasonic parameters of mortar with variable water/cement ratio and watercontent». Cem Concr Res 2006;36(4):625–33;

[73] **Khatri RP, Sirivivatnanon V.** « Methods of deterioration of water permeability ofconcrete». ACI Mater J 1997;94(3):257–61;

[74] **V. Baroghel-Bouny.** «Nouvelle approche de la durabilité du béton. Indicateurs et méthodes,Éditions Techniques de l'Ingénieur». Base Structure et Gros OEuvre, Rubrique Bétons,Hydrauliques, C 2 245, 2005;

[75] **K. Tuutti.** «Corrosion of steel in concrete, CBI Research Report, n° 4.82,Swedish».

-A-

- ASSIE STEPHAN** Durabilité des bétons autoplaçants [Rapport]. - Toulouse : Thèse de Doctorat , 2004.
- ATHIL** Guide pratique pour l'emploi des ciments [Livre]. - [s.l.] : Association technique de l'industrie des liants hydrauliques , 1998.
- BALAYSSAC J P. DETRICHE CH H. GRANDET J** Intérêt de l'essai d'absorption d'eau pour la caractérisation du béton d'enrobage [Rapport]. - [s.l.] : Materials and Structures, Vol. 26, pp 226-230, 1993.
- BARKAT A** Valorisation des déchets de brique dans la réalisation des ouvrages en béton [Rapport]. - Université Ouargla : Thèse de magister, 2006.
- BARON J OLLIVIER J P** Les Bétons, Bases et Données pour leur Formulation [Livre]. - Paris : Éditions Eyrolles, 2ème Tirage, p. 188 –293, 1997.
- BEDADI L** Caractérisation des sables des oueds de la cuvette de Ouargla (Oued N'SA et Oued M'ZAB) pour leur valorisation dans les domaines de fabrication des bétons de sable en zone arides. - Université Ouargla : Thèse de Doctorat, 2019.
- CASSAGNABERE Franck** produits préfabriqués en béton file: vers l'amélioration des performances du matériau pour mieux gérer le procédé de production [Rapport]. - Université de Toulouse III : Thèse de Doctorat, 2007.
- DREUX G. FESTA J** Nouveau Guide du Béton et de ses Constituants [Rapport]. - [s.l.] : Editions Eyrolles, 2002.
- DREUX G. FESTA J** Nouveau Guide du Béton et de ses Constituants [Livre]. - Paris : Editions Eyrolles, 8ème Edition, 1998.
- Fiche technique Tom 2** Collection technique CIM béton, Les béton formulation, fabrication et mise en œuvre [Rapport]. - [s.l.] : Edition octobre, 2006.
- GORISSE F** Essais et Contrôle des Bétons », [Livre]. - Paris : Editions Eyrolles, p. 32 –139, 1978.
- HALL C** Water sorptivity of mortars and concretes [Rapport]. - [s.l.] : a review Magconcrres;41(147):51–61, 1989.
- HORNAIN H ARLIGUIE G** Grandubé Grandeurs associées à la Durabilité des Bétons [Rapport]. - Paris : Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 2007.
- KOMAR A** Matériaux et Éléments de Construction [Livre]. - Moscou : ,Éditions Mir, 3ème Édition, p. 188, 1978.
- LOGBI A** Effet de l'incorporation des ajouts minéraux les Propriétés physico mécaniques du béton [Rapport]. - Alger : Thèse de magistère -ENP, 1999.
- Maillot R** Mémento Technique des Granulats [Livre]. - Paris : Presses École des Mines de Paris p. 31 –39, 2001.
- MEZGHICHE B** Les essais de laboratoire des matériaux de construction [Rapport]. - [s.l.] : Publication Universitaire Biskra, 2005.
- Neville Adam M** Propriétés des Bétons. p. 103 – 726 [Livre]. - Paris : Éditions Eyrolles, 2000.
- RABEHI M** Apport à la caractérisation de la porosité ouverte du béton d'enrobage par l'utilisation des tests d'absorption capillaire [Rapport]. - Université Biskra : Thèse de doctorat, 2014.
- RILEM** Recommendations for the Testing and Use of Constructions Materials: CPC11.2. Water absorption of concrete by capillarity; (1982). [Rapport]. - 1994.
- Sidi Mohammed El Amine BOUKLI HACENE** contribution a l'étude de la résistance caractéristique des bétons de la région de Tlemce [Rapport]. - Université Tlemcen : Thèse de Doctorat, 2009.

ANNEXES

Annexe (01) valeurs approximatives du coefficient granulaire G (DREUX G. FESTA J, 2002)

Qualité des granulats	Dimension D des granulats		
	Fins ($D \leq 16 \text{ mm}$)	Moyens ($20 \leq D \leq 40 \text{ mm}$)	Gros ($D \geq 50 \text{ mm}$)
Excellente	0,55	0,60	0,65
Bonne, courante	0,45	0,50	0,55
Passable	0,35	0,40	0,45

Annexe (02) Relation entre la granularité et le dosage de ciment (DREUX G. FESTA J, 2002)

Granularité	$\sqrt[5]{D}$	$550/\sqrt[5]{D}$	$700/\sqrt[5]{D}$	
0/25	1,904	290	370	BETON
0/20	1,821	300	385	
0/16	1,741	315	400	
0/8	1,516	360	460	
0/6,3	1,445	380	480	
0/4	1,320	415	530	MORTIER
0/2	1,149	480	610	
0/1	1,000	550	700	

Annexe (03) Coefficient K: terme correcteur qui dépend du dosage en ciment (DREUX G. FESTA J, 2002)

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

Annexe (04) Coefficient de compacité: (DREUX G. FESTA J, 2002)

Consistance	Serrage	γ coefficient de compacité						
		D = 5	D = 10	D = 12,5	D = 20	D = 31,5	D = 50	D = 80
Molle	Piquage	0,750	0,780	0,795	0,805	0,810	0,815	0,820
	Vibration faible	0,755	0,785	0,800	0,810	0,815	0,820	0,825
	Vibration normale	0,760	0,790	0,805	0,815	0,820	0,825	0,830
Plastique	Piquage	0,730	0,790	0,805	0,815	0,820	0,825	0,830
	Vibration faible	0,765	0,795	0,810	0,820	0,825	0,830	0,835
	Vibration normale	0,770	0,800	0,815	0,825	0,830	0,835	0,840
	Vibration puissante	0,775	0,805	0,820	0,830	0,835	0,840	0,845
Ferme	Vibration faible	0,775	0,805	0,820	0,830	0,835	0,840	0,845
	Vibration normale	0,780	0,810	0,825	0,835	0,840	0,845	0,850
	Vibration puissante	0,785	0,815	0,830	0,840	0,845	0,850	0,855

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

- sable roulé et gravier concassé = - 0,01,
- sable et gravier concassé = - 0,03.

MATÉRIELS ET ESSAIS DE BÉTONS



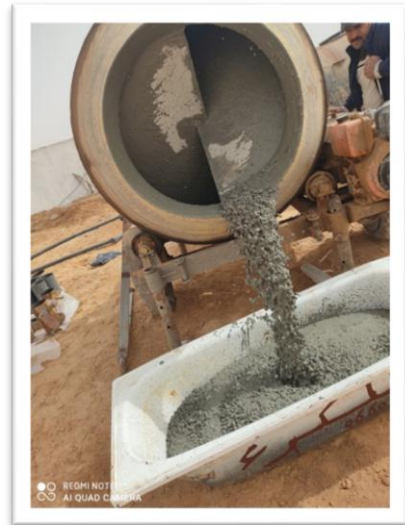
Appareillage du cône d'Abrams



Moules et Éprouvettes Utilisé



Collage de Béton



Malaxeur à Béton



Eprouvettes cubiques



Conservation des éprouvettes à l'air libre.



Machine d'Essai de Compression