

Université de Mostaganem



Université de Mostaganem



République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem

Faculté des Sciences et de la Technologie

THÈSE

Présentée pour obtenir le grade de Docteur en science

Spécialité : Génie Civil

Option : Matériaux et Durabilité des constructions

Présenté par :

SAFER OMAR

**« OPTIMISATION DE LA FORMULATION D'UN ÉCO-BÉTON
À BASE DE SÉDIMENTS DE DRAGAGE ET ÉTUDE DE SA
RÉSISTANCE AUX ATTAQUES CHIMIQUES »**

Soutenue publiquement le xxx

Devant le jury composé de :

ANNÉE UNIVERSITAIRE 2016-2017

ملخص

بعد تحديد الخصائص الفيزيائية والميكانيكية والتركيب المعدني يتم تقييم التأثير على البيئة لرواسب السدود وإمكانية استخدام هذه المواد في الهندسة المدنية لتحسين، على وجه الخصوص، الحالتين الصلبة و المرنة وكذا استدامتهما.

يمكن استخدام رواسب ذات خصائص بوزولانية كإضافات أو استبدالات جزئية للإسمنت وتقييمها لتطوير تكنولوجيا الخرسانة.

هذه الدراسة تهدف إلى المساهمة في تعزيز إعادة استخدام الطين المحروق لسد الشرفة (غرب الجزائر) كبديل جزئي معدني للإسمنت CPA42.5 لأجل تكوين خرسانة عادية كفاءة واقتصادا وهذا يؤدي بنا الى مقارنة تأثير إضافة الطين على الخصائص الفيزيائية و الميكانيكية و ديمومة هذا النوع من الخرسانة من المدى القصير، المتوسط و الطويل.

في المجموع، تم دراسة أربعة تركيبات، متضمنة ثلاث كميات مختلفة للطين المضافة جزئيا للإسمنت CPA CEMI (10%)، (20% و 30%) بعد الحرق في 750 ° C لجعلها فعالة و كذلك تركيبة خالية من الطين (0%)، خرسانة عادية 10% من الطين (BOV10%)، خرسانة عادية 20% من الطين (BOV20%)، خرسانة عادية 30% من الطين (BOV30%)، وفي النهاية خرسانة بدون طين كشاهد (BOT 0%) وذلك للحاجة الى المقارنة.

نتائج قياس قوة الضغط التي تم الحصول عليها متقاربة جدا مع تفوق طفيف للخرسانة (BOV10%) و (BOV20%) على المدى الطويل.

نتائج اختبار امتصاص الخرسانة، والمسامية القابلة لوصول الماء، و معامل انتشار ايونات الكلوريدات، النفاذية القابلة لوصول الماء، هجوم الكبريتات ($MgSO_4$)، الهجوم بالحمض (H_2SO_4)، ومياه البحر والكربونات الطبيعية، وتبين أن الخرسانة التي تحتوي على الطين المحروق لها تأثير أفضل بكثير منى الخرسانة بدون طين على الخواص الفيزيائية الميكانيكية ومتانة الخرسانة التي أسست عليها.

الكلمات الرئيسية: سد الشرفة – الطين المحروقة – الخرسانة ذات اساس طيني – مقاومة ميكانيكية – الديمومة.

Résumé

Après une identification des caractéristiques physiques et mécaniques, la composition minéralogique, l'impact sur l'environnement des sédiments de dragage des barrages et le potentiel d'utilisation de ces matériaux en génie civil sont évalués. Pour améliorer, en particulier, leur comportement à l'état frais et à l'état durci ainsi que leur durabilité.

Les sédiments traités ayant des propriétés pouzzolaniques peuvent être utilisés en tant qu'ajouts ou substituts au ciment ce qui fait de la technologie des bétons une voie privilégiée de leur valorisation.

Ce travail de recherche vise à apporter une contribution à la valorisation des vases issues de ces opérations de dragage des barrages en l'occurrence celui de Chorfa (Ouest Algérien) en tant qu'addition minérale dans la composition de bétons ordinaires économiques. Il s'agit de comparer l'influence de l'ajout de la vase sur les caractéristiques physico-mécaniques et sur la durabilité de ces bétons à court, moyen et à long terme.

Au total, quatre formulations ont été étudiées, elles couvrent trois différents dosages en vase substituant partiellement au ciment CPA CEMI 42.5 (10%, 20% et 30%) après calcination à 750 °C pour les rendre actifs et un béton témoin 0% de vase : un béton ordinaire vibré avec 10% de vase (BOV10%), un béton ordinaire vibré avec 20% de vase (BOV20%), un béton ordinaire vibré avec 30% de vase (BOV30%) et enfin un béton témoin (BOT 0%) sans ajouts pour le besoin de comparaison.

Les résultats de mesure des résistances à la compression obtenus sont très proches avec une légère supériorité pour les bétons (BOV10%) et (BOV20%) à long terme.

Les résultats des essais d'absorption capillaire, de la porosité accessible à l'eau, du coefficient de diffusion des ions chlorures, de la perméabilité accessible à l'eau, de l'attaque sulfatique ($MgSO_4$), l'attaque acide (H_2SO_4), de l'eau de mer et la carbonatation naturelle, montrent que les bétons contenant de la vase calcinée ont une influence sensiblement meilleure que celle des bétons sans vase sur les propriétés physico-mécaniques et la durabilité des bétons dans lesquels elle est incorporée.

Mots clés : Barrage de Chorfa – Vase calcinée – Béton à base de vase – Résistances mécaniques – Durabilité.

Abstract

After an identification of the physical and mechanical characteristics, the mineralogical composition, the environmental impact of the dam dredging sediments and the potential use of these materials in civil engineering are evaluated. To improve, in particular, their behavior in the fresh and hardened state as well as their durability.

Processed sediments with pozzolanic properties can be used as cement additives or substitutes, which make concrete technology a preferred route for their upgrading.

This research work aims to contribute to the valorization of the vases resulting from these dredging operations at dams, in this case Chorfa (Western Algeria) as a mineral addition in the composition of ordinary economic concretes. It is a question of comparing the influence of the addition of the mud on the physico-mechanical characteristics and on the durability of these concretes in the short, medium and long term.

In total, four formulations were studied covering three different CPA CEMI 42.5 (10%, 20% and 30%) after calcination at 750 ° C to make them active and a 0% control concrete Vase: an ordinary vibrated concrete with 10% vase (MOPCC 10%), an ordinary vibrated concrete with 20% vase (MOPCC 20%), an ordinary vibrated concrete with 30% vase (MOPCC 30%) and finally a concrete CC 00%) without additions for the need for comparison.

The results of measurement of the compressive strengths obtained are very close with a slight superiority for concrete (MOPCC 10%) and (MOPCC 20%) in the long term.

The results of the capillary absorption tests, the porosity accessible to water, the diffusion coefficient of chloride ions, the water permeability, the sulphat attack ($MgSO_4$), Acid attack (H_2SO_4), seawater and natural carbonation, show that concretes containing calcinated sludge have an appreciably better influence than concrete without sludge on the physico-mechanical properties and the durability of the concretes in which it is incorporated.

Key words: Chorfa dam – Calcinated mud – Mud-based concrete – Mechanical resistances – Durability.

Remerciements

Ce travail expérimental réalisé au sein du Laboratoire de Construction, Transport et Protection de l'Environnement, Université Abdelhamid Ibn Badis, Mostaganem, n'aurait pu être mené à bien sans l'aide des personnes à qui je voudrais adresser tout mes remerciements.

Je tiens à remercier tout particulièrement mon encadreur, Mme le professeur Belas Belaribi Nadia. Je tiens à lui exprimer ma reconnaissance pour sa disponibilité, ses conseils et le soutien qu'elle m'a accordé durant ce travail.

Mes remerciements s'adressent également à l'ensemble des chercheurs de notre laboratoire, ainsi que l'équipe de l'IUT Saint-Nazaire de l'université de Nantes (France) pour sa grande implication dans mon travail durant mon stage.

Je remercie aussi le groupe de chercheurs du laboratoire EOLE de l'université de Tlemcen, surtout Mr GHOUMARI Fouad, Mr TOUIL Brahim et Mr KAMECHE Zine El Abidine, de m'avoir fait bénéficier de ses connaissances, de ses expériences et de ses résultats dans le domaine de la diffusion des chlorures, porosité et perméabilité au sein des bétons.

Mes sincères remerciements à Mr KHELIFA Mahieddine, Directeur d'agence du C.T.C de Relizane, ainsi que mes collègues et toute la direction générale.

Enfin, je dédie ce travail à mes parents, pour tous les sacrifices et affection qu'ils ont pris pour mon éducation, à ma femme, ma petite fille, à mon frère, sœurs et mes beaux frères, ainsi qu'à mon oncle, qui m'ont soutenu pendant les moments difficiles et partagé mes joies et tristesses.

OMAR.

Sommaire

ملخص.....	02
Résumé.....	03
Abstract	04
Remerciements.....	05
Liste des figures.....	10
Liste des tableaux.....	13
Introduction générale	14
1. Contexte générale.....	14
2. Problématique générale et objectifs de la thèse.....	15
3. Organisation générale du mémoire.....	17

PARTIE I : Synthèse bibliographique

Chapitre 1 : Généralités sur les bétons ordinaires

I.1 Introduction.....	21
I.2 Microstructure du béton durci.....	21
I.2.1 Microstructure de la pâte de ciment.....	23
I.2.2 Structure et morphologie du gel de C-S-H.....	23
I.2.3 L'interface pâte/granulats.....	25
I.2.4 Distribution de la taille des pores.....	26
I.2.5 Connectivité et tortuosité des pores.....	28
I.3 L'eau dans le béton.....	30
I.3.1 Classification de l'eau dans la pâte de ciment.....	30
I.3.1.1 L'eau libre dans les capillaires.....	30
I.3.1.2 L'eau adsorbée.....	31
I.3.1.3 L'eau chimiquement liée.....	32
I.3.2 Observations sur le comportement hydrique du béton.....	36
I.3.2.1 Le séchage à température ambiante.....	36
I.3.2.2 Effet de la température sur le transport de l'eau.....	37
I.3.2.3 Diffusivité hydrique dans le béton.....	38
I.3.3 Compréhension des interactions eau-matrice : Isotherme de sorption.....	42
I.3.4 Expression de la pression capillaire.....	45
I.3.5 Propriétés de transport - Coefficients de diffusion et perméabilités.....	46
I.3.5.1 Coefficient de diffusion hydrique.....	46
I.3.5.2 Perméabilité aux gaz et aux liquides – Loi de Darcy.....	49
I.4 Les additions minérales.....	50
I.4.1 Quantité d'additions minérales dans les bétons.....	50
I.4.1.1 Fillers calcaires.....	51
I.4.1.2 Cendres volantes.....	52
I.4.1.3 Fumées de silice.....	52
I.4.1.4 Laitier de hauts fourneaux.....	52
I.4.1.5 Les Métakaolins.....	52
I.5 Conclusion.....	54

CHAPITRE : 2 La durabilité des bétons

II.1 Introduction.....	56
II.2 Facteurs influençant la durabilité.....	56
II.3 Les attaques chimiques des bétons.....	58
II.3.1 Actions des acides.....	58

II.3.1.1 Sources des acides.....	58
II.3.1.2 Mécanisme d'attaque.....	59
II.3.1.3 Influence des ajouts minéraux sur la résistance des bétons aux attaques acides.....	60
II.3.2 Actions des sulfates.....	62
II.3.2.1 Source des sulfates.....	62
II.3.2.2 Mécanisme d'attaque.....	63
II.3.2.3 Influence des ajouts minéraux sur la résistance des bétons aux attaques sulfatiques.....	66
II.3.3 La carbonatation.....	68
II.3.3.1 Les mécanismes de carbonatation.....	68
II.3.3.2 Effets des ajouts minéraux sur la carbonatation des bétons.....	69
II.3.4 L'eau de mer, point de vue chimique.....	70
II.3.5 La corrosion des armatures induite par les ions chlorure.....	71
II.3.5.1 Processus électrochimique de la corrosion.....	71
II.3.5.2 Seuil de dépassivation.....	73
II.3.5.3 L'amorçage et la propagation.....	74
II.3.5.4 Conséquence de la corrosion.....	75
II.3.6 La position de la norme NF EN 206-1.....	75
II.3.6.1 Classes d'exposition.....	76
II.3.6.2 Classes de chlorures.....	76
II.3.6.3 Exigences de la norme.....	77
II.3.6.4 Techniques et méthodes de durabilité.....	80
II.3.6.5 Spécifications relatives à la durabilité.....	81
II.4 Conclusion.....	83

Chapitre III : La valorisation de la vase dans les bétons

III.1 Introduction.....	86
III.2 Phénomène de l'envasement.....	86
III.2.1 Envasement en quelques chiffres.....	87
III.2.2 Présentation du barrage Chorfa.....	90
III.3 Les sédiments de dragage.....	92
III.3.1 Définition et origine.....	92
III.3.2 Constitution des sédiments.....	92
III.3.3 Le dragage des sédiments.....	93
III.3.4 La valorisation des sédiments de dragage.....	94
III.4 Les pouzzolanes.....	96
III.4.2 La pouzzolane naturelle de Béni-Saf.....	96
III.4.3 Etudes relatives à la Pouzzolane Naturelle de Béni-Saf.....	97
III.5 Conclusion.....	98

Partie II : Matériaux et méthodes expérimentales

Chapitre : 1 Matériaux

II.1 Introduction.....	101
II.2 Identification des matériaux.....	101
II.2.1 Ciment.....	101
II.2.2 Granulats.....	102
II.2.3 La Vase Calcinée.....	103
II.2.3.1 Granulométrie.....	105
II.2.3.2 Les masses volumiques et Surface spécifique.....	105
II.2.4 L'adjuvant.....	106
II.3 Conclusion.....	107

Chapitre : 2 Méthodes expérimentales

II.1 Introduction.....	109
II.2 Essais sur pâtes normalisées.....	111
II.2.1 Essai de consistance.....	111
II.2.2 Essai de prise.....	111
II.3.3 Essai de chaleur d'hydratation.....	112
II.4 Essais de caractérisation des bétons.....	113
II.4.1 Elaboration des bétons.....	114
II.4.1.1 La formulation.....	114
II.4.2 Essais de caractérisation à l'état frais.....	118
II.4.2.1 Essai d'affaissement sur béton.....	118
II.4.2.2 Masse volumique du béton frais (NF P 18-440).....	119
II.4.3 Introduction et mise en place du béton.....	119
II.4.4 Conservations des éprouvettes.....	119
II.4.4.1 Conservation avant démoulage.....	119
II.4.4.2 Démoulage, transport et conservation après démoulage.....	119
II.4.3 Essais de caractérisation à l'état durci.....	121
II.4.3.1 Vérification de la ségrégation (Essai de la colonne).....	121
II.4.3.2 Résistance à la compression.....	121
II.4.4 Essais de durabilité.....	122
II.4.4.1 Attaques acides sulfuriques (H ₂ SO ₄).....	122
II.4.4.2 Attaques sulfatiques externes (MgSO ₄).....	124
II.4.4.3 Attaques par l'eau de mer.....	126
II.4.4.4 La carbonatation naturelle.....	127
II.4.4.5 L'absorption capillaire (la sorptivité).....	129
II.4.4.6 La porosité accessible à l'eau.....	130
II.4.4.7 La diffusion des ions chlorure.....	132
II.4.4.7.1 Préparation des échantillons et Extraction des disques.....	132
II.4.4.7.2 Dispositif expérimental et principe de l'essai.....	134
II.4.4.7.3 Protocole de mesure.....	136
II.4.4.7.4 Titration de la solution.....	137
II.4.4.7.5 Calcul du coefficient de diffusion.....	139
II.4.4.8 Mesure de la perméabilité à l'eau.....	140
II.4.4.8.1 Dispositif de mesure de la perméabilité à l'eau.....	140
II.4.4.8.2 Protocole de mesure de la perméabilité à l'eau.....	144
II.4.4.8.3 Le préconditionnement.....	145
II.5 Conclusion.....	146

Partie III : Analyse et interprétation des résultats

Chapitre 1 : Résultats des essais à l'état frais

III.1 Introduction.....	150
III.2 Essai de consistance.....	150
III.3 Essai de prise.....	151
III.4 Essais sur béton frais.....	152
III.4.1 Essai d'affaissement.....	152
III.4.2 La masse volumique apparente.....	152
III.4.3 Influence de la vase sur le taux du plastifiant.....	153
III.5 Conclusion.....	154

Chapitre 2 : Résultats des essais à l'état durci

III.1 Introduction.....	156
III.2 Résultats en termes de chaleur d'hydratation.....	156
III.2.1 Quantité de chaleur.....	156
III.3 Caractérisation des bétons durcis.....	157
III.3.1 Contrôle visuel de la ségrégation.....	157
III.3.2 Evolution des résistances mécaniques en compression.....	159
III.4 Conclusion.....	161

Chapitre 3 : Résultats de l'étude de durabilité

III.1 Introduction.....	163
III.2 La résistance aux attaques sulfatiques externes.....	163
III.2.1 Variation de la masse dans la solution de sulfate de magnésium $MgSO_4$	163
III.2.1.1 Variation de la masse dans la solution témoin.....	164
III.2.1.2 Résultats de l'attaque par le sulfate de Magnésium $MgSO_4$	165
III.2.1.3 Variation de la masse dans la solution de sulfate $MgSO_4$	165
III.2.1.4 Suivi de la résistance à la compression.....	167
III.2.1.5 Examen visuel.....	168
III.2.2 Variation de la masse dans la solution de l'eau de mer.....	169
III.2.2.1 Suivi de la résistance à la compression.....	171
III.2.2.2 Examen visuel.....	172
III.2.3 La résistance aux attaques acides H_2SO_4	173
III.2.3.1 Variation de masse.....	174
III.2.3.2 Résultats de l'attaque par l'acide H_2SO_4	175
III.2.3.3 Examen visuel.....	176
III.2.4 La Carbonatation.....	178
III.2.4.1 Carbonatation naturelle.....	178
III.2.5 L'absorption capillaire (la sorptivité).....	180
III.2.5.1 Coefficients de sorptivité.....	180
III.2.6 La porosité accessible à l'eau.....	181
III.2.7 La perméabilité relative à l'eau liquide.....	183
III.2.7.1 Débit d'eau en fonction des différents pourcentages en vase.....	183
III.2.7.2 Évolution de la perméabilité intrinsèque à l'eau.....	185
III.2.8 La diffusion des ions chlorure.....	186
III.2.8.1 Evaluation du coefficient de diffusion des ions chlorure.....	187
III.3 Conclusion.....	189
Conclusion générale et perspectives.....	192
Bibliographie.....	194

Liste des figures

Figure I.1 : Description du milieu poreux avec les trois phases.....	22
Figure I.2 : Modèle des particules de C-S-H.....	24
Figure I.3 : Les différentes formes de pores dans la pâte de ciment durcie classées par taille d'après Mehta et Monteiro.....	28
Figure I.4 : Représentation schématique de la connectivité d'un réseau poreux.....	29
Figure I.5 : Schéma d'un cheminement tortueux dans une structure poreuse.....	29
Figure I.6 : Schéma d'un capillaire.....	31
Figure I.7 : État de l'eau dans le gel de C-S-H.....	33
Figure I.8 : Illustration de la répartition de l'eau adsorbée à la surface des C-S-H, dont A et B sont deux exemples possibles.....	34
Figure I.9 : Description idéalisée de l'eau dans les zones d'adsorption empêchée et de la transition avec les pores capillaires.....	35
Figure I.10 : Différentes formes d'eau dans le matériau cimentaire.....	36
Figure I.11 : Représentation schématique des mécanismes de transport de l'eau au sein de la pâte de ciment.....	37
Figure I.12 : Cinétique de désaturation d'un béton à base du ciment CEM V en fonction de la température.....	38
Figure I.13 : Schématisation du processus d'adsorption lorsque l'humidité relative ambiante augmente.....	40
Figure I.14 : Schématisation du processus de désorption lorsque l'humidité relative ambiante diminue.....	41
Figure I.15 : La diffusion de Knudsen (a) et la diffusion surfacique (b).....	42
Figure I.16 : Isotherme de désorption d'un béton ordinaire.....	43
Figure I.17 : Isothermes de première désorption pour différents bétons.....	44
Figure I.18 : Courbe de pression capillaire déduite de l'isotherme de sorption.....	46
Figure I.19 : Loi de Darcy sur un élément de volume.....	50
Figure I.20 : Spectres d'analyse thermique (ATG/ATD) de la kaolinite.....	53
Figure I.21 : Perte de masse en fonction de temps d'immersion dans l'acide sulfurique.....	61
Figure I.22 : Cinétique de dégradation des pâtes en immersion dans l'acide citrique.....	61
Figure I.23 : Mécanismes proposés pour l'attaque aux sulfates de sodium.....	64
Figure I.24 : Mécanismes proposés pour l'attaque aux sulfates de magnésium.....	66
Figure I.25 : Expansions linéaires mesurées sur des éprouvettes de bétons d'ouvrages d'art (BOA) avec ou sans métakaolin flash.....	67
Figure I.26 : Mécanisme de carbonatation de Ca(OH)_2	69
Figure I.27 : Variabilité des performances due à la durée de la cure humide et au type de cendres.....	70
Figure I.28 : Conditions d'exposition en environnement marin.....	72
Figure I.29 : Représentation schématique de la corrosion électrochimique en présence de Chlorures.....	73
Figure I.30 : Schéma de la cinétique de corrosion d'un ouvrage.....	74
Figure I.31 : Dégradation due à la corrosion des armatures.....	75
Figure I.32 : Le taux de comblement par rapport à la capacité totale des barrages Algériens.....	89
Figure I.33 : L'envasement annuel de quelques barrages Algériens.....	89
Figure I.34 : Situation géographique de la ville de Mascara et du barrage des Chorfa.....	90
Figure I.35 : Vue générale du barrage de Chorfa.....	91
Figure I.36 : Vue du coté interne de la digue du barrage Chorfa.....	91
Figure I.37 : Vue du coté interne de la digue du barrage Chorfa.....	91
Figure I.38 : Engin mécanique de dragage.....	93
Figure I.39 : Courbe DRX de la vase de Fergoug.....	95
Figure I.40 : Courbe ATD de la vase de Fergoug.....	95
Figure I.41 : Résistance mécanique des quatre mélanges étudiés.....	96
Figure II.1 : Les granulats utilisés pour la confection de nos bétons.....	102

Figure II.2 : Courbes granulométriques des différents granulats utilisés.....	103
Figure II.3 : Les étapes de la préparation de la vase.....	104
Figure II.4 : Courbe granulométrique de la vase utilisée.....	105
Figure II.5a: Analyse DRX de la boue calcinée.....	106
Figure II.5b: Analyse EDS de la boue calcinée.....	106
Figure II.6: Organigramme résumant le travail expérimental mené dans cette étude.....	110
Figure II.7: Appareil de Vicat muni de la sonde de consistance.....	111
Figure II.8: Appareil de Vicat muni d'aiguille.....	112
Figure II.9 : Microcalorimètre (Laboratoire GeM de l'IUT de Saint-Nazaire, Nantes – France).....	113
Figure II.10 : Abaque permettant la détermination de C_{opt}	115
Figure II.11: Détermination des pourcentages en volumes absolus de matériau.....	117
Figure II.13 : Essai d'affaissement.....	118
Figure II.14 : Eprouvettes (10x10x10) cm ³ après décoffrage. a) BOT 00% b) BOV10% c) BOV20% d) BOV30%.....	120
Figure II.15 : conservation des éprouvettes.....	120
Figure II.14 : Essai de la colonne.....	121
Figure II.15: La scie utilisée pour scier les éprouvettes cylindriques.....	121
Figure II.16 : Coulage des moules (10x10x10) cm ³	122
Figure II.17 : La presse utilisée pour les écrasements.....	122
Figure II.18: Les échantillons du béton immergés dans les solutions acides.....	123
Figure II.19 : Eprouvettes de béton immergées dans les solutions sulfatiques a) BOT 00% b) BOV10% c) BOV20% d) BOV30%.....	125
Figure II. 20 : Carbonatation naturelle.....	128
Figure II.21 : Schéma illustrant le principe des mesures.....	128
Figure II.2 : Dispositif expérimental pour l'essai d'absorption d'eau par capillarité.....	129
Figure II.23 : Saturation sous vide (Laboratoires EOLE, Université de Tlemcen, Algérie).....	131
Figure II.24 : Protocole de saturation.....	131
Figure II.25 : Extraction des disques d'une éprouvette.....	133
Figure II.26 : Disques des bétons a) BOT 00% b) BOV10% c) BOV20% d) BOV30%.....	133
Figure II.27 : Saturation de l'échantillon en solution basique.....	134
Figure II.28 : Cellule de migration (Laboratoires EOLE, Université de Tlemcen, Algérie).....	135
Figure II.29 : Electrodes d'alimentation.....	136
Figure II.30 : Titration des solutions (Laboratoires EOLE, Université de Tlemcen, Algérie).....	138
Figure II.31 : Variation de la concentration aux ions cl- dans le compartiment aval en fonction du temps.....	140
Figure II.32 : Essai de pénétration de l'eau dans le béton.....	142
Figure II.33 : Fendage d'une éprouvette du béton.....	142
Figure II.34 : Perméamètre à l'eau (Laboratoire EOLE).....	143
Figure II.35 : Schéma de Principe de perméamètre à eau utilisé au laboratoire EOLE.....	144
Figure III.1 : Influence des dosages de vase sur les rapports E/L.....	150
Figure III.2 : Influence des dosages de vase sur la durée de prise.....	151
Figure III.3 : Affaissements liés aux bétons confectionnés.....	152
Figure III.5 : Taux d'adjuvant en fonction du liant.....	153
Figure III.6 : Évolution de la chaleur d'hydratation et le flux dégagé en fonction du temps des pâtes à base de 10,20 et 30% de vase calcinée.....	156
Figure III.7 : Contrôle visuel de la ségrégation du béton témoin.....	157
Figure III.8 : Contrôle visuel de la ségrégation du béton à base de 10% de vase.....	158
Figure III.9 : Contrôle visuel de la ségrégation du béton à base de 20% de vase.....	158
Figure III.10 : Contrôle visuel de la ségrégation du béton à base de 30% de vase.....	158
Figure III.11 : Résistances à la compression des bétons en MPa en fonction du temps.....	159
Figure III.12 : Evolution de la résistance des bétons à base de vase par rapport au béton témoin.....	160
Figure III.13: Variation de la masse des échantillons immergés dans l'eau douce.....	164
Figure III.14: variation de la masse des échantillons immergés dans la solution de 5% MgSO ₄	166
Figure III.15: Evolution de la résistance à la compression des bétons immergés dans la solution de 5% MgSO ₄	167

Figure III.16: Evolution de la résistance à la compression des bétons immergés dans la solution de 5% $MgSO_4$ par rapport à celles du béton témoin.....	168
Figure III.17: Echantillons de différents bétons, après 360 jours d'immersion dans la solution de 5% de $MgSO_4$ a) BOT 00% b) BOV10% c) BOV20% d) BOV30%.....	169
Figure III.18: variation de la masse des échantillons immergés dans la solution de l'eau de mer.....	170
Figure III.19: Evolution de la résistance à la compression des bétons immergés dans la solution de l'eau de mer.....	171
Figure III.20 : Evolution de la résistance à la compression des bétons immergés dans la solution de l'eau de mer par rapport à celles du béton témoin.....	171
Figure III.21: Echantillons de différents bétons, après 360 jours d'immersion dans la solution de l'eau de mer a) BOT 00% b) BOV10% c) BOV20% d) BOV30%.....	173
Figure III.22 : Perte de masse des bétons âgés de 90j et immergés dans la solution H_2SO_4	175
Figure III.23 : Dégradation des échantillons du béton après 12 semaines d'immersion dans la solution d'acide sulfurique.....	177
Figure III.24 : Dégradation des échantillons du béton après 360 jours d'immersion dans la solution d'acide sulfurique.....	177
Figure III.25: Carbonatation naturelle à 12 mois.....	178
Figure III.26: Profondeur de carbonatation naturelle des bétons d'études, après 12 mois à l'air libre de laboratoire.....	179
Figure III.27 : Coefficients de sorptivité des différents bétons d'étude, essai réalisé après 28 jours de conservation.....	180
Figure III.28 : Porosité accessible à l'eau des bétons.....	182
Figure III.29 : Débit d'eau en fonction des différents pourcentages en vase.....	184
Figure III.30 : Perméabilité à l'eau des bétons.....	185
Figure III.31 : Evolution de la concentration des ions chlorures en fonction du temps dans le compartiment aval pour les quatre types de béton.....	188

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Résultats de résistance en compression à 28 jours et en fin d'essai de vieillissement accéléré pour les bétons d'ouvrage d'art testés.....	67
Tableau I.2 : Concentration des principales espèces présentes dans l'eau de mer.....	71
Tableau I.3 : Classes de chlorure.....	77
Tableau I.4 : Définition des classes d'exposition. Extraits du tableau 1 de la norme NF EN 206-1 (2004).....	79
Tableau I.5 : Valeurs limites spécifiées applicables à la composition et aux propriétés du béton.....	80
Tableau I.6 : Modes opératoires d'essais de durabilité liés aux chlorures.....	81
Tableau I.7 : Exemple de spécifications proposées pour la durabilité vis-à-vis de la corrosion des armatures induite par les chlorures, en fonction du type d'environnement et de la durée de vie exigée, et dans le cas où l'enrobage est égal à 50 mm.....	83
Tableau I.6 : Quelques barrages envasés en Algérie (ANBT, 2011).....	88
Tableau II.1: Composition chimique du ciment.....	101
Tableau II.2: Composition minéralogique (%) du clinker.....	101
Tableau II.3 : Analyse chimique du sable de mer de Sidi-Lakhdar et des granulats de Kristel.....	102
Tableau II.4 : Tableau récapitulatif des caractéristiques physiques des granulats utilisés.....	103
Tableau II.5 : Caractéristiques chimiques des vases après calcination.....	105
Tableau II.6 : Tableau récapitulatif des caractéristiques physiques de la vase.....	105
Tableau II.7: Caractéristiques du PLASTIMENT® BV 40.....	107
Tableau II.8: composition des bétons d'étude.....	117
Tableau II.9: caractéristiques des bétons d'étude.....	118
Tableau III.1 : Résultats de consistance pour chaque composition de pâte.....	150
Tableau III.2 : résultats de temps de prise.....	151
Tableau III.3 : Affaissements liés aux bétons confectionnés.....	152
Tableau III.4 : Masses volumiques apparentes des bétons frais.....	153
Tableau III.5 : Taux d'adjuvant en fonction du liant.....	153
Tableau III.6 : Porosité accessible à l'eau des bétons.....	181
Tableau III.7 : Comparaison entre les paramètres physiques des échantillons de bétons.....	188

Introduction générale

1. Contexte générale

Les retenues du barrage sont soumises à une forte Sédimentation en raison des volumes considérables d'apports solides transportés chaque année par les rivières surtout lors des fortes crues. C'est ainsi, qu'un volume de 103.106 m³ de vase s'est déposé réduisant ainsi sa capacité à moins de 45 %. Afin de prolonger la «durée de vie» de cet ouvrage, le dragage de la retenue est devenu une solution indispensable malgré les énormes quantités de vases extraites par les vannes de fond du barrage et qui ne trouvent aucune application et leur stockage pose actuellement un problème qui menace l'environnement.

En Algérie les questions liées aux dragages se rapportent principalement au coût de ces opérations, mais qui demeurent néanmoins indispensables. Toutefois, cette solution n'est pas épargnée de se retrouver confrontée à un sérieux problème d'élimination des quantités de vase draguées. Ce même problème a été le précurseur de la politique de valorisation qui contribue certainement à l'amortissement des coûts liés au dévasement et à la préservation de l'environnement.

Le parallélisme entre l'accroissement de la nécessité de dévasement et l'intérêt que porte la recherche aux bétons ordinaire met en évidence l'idée de la valorisation des vases draguées après traitement dans la composition des bétons ordinaires et qui semble être une voie prometteuse, si on considère l'intérêt mutuel qui porte sur les avantages bilatéraux.

En effet, la technologie des bétons ordinaire est capable de consommer d'énormes quantités de vase, qui à son tour pourrait apporter et/ou améliorer des caractéristiques et performances de ce bétons.

La caractérisation physico-chimique et minéralogique de la fraction solide des vases extraites des barrages de Chorfa a donné plus de crédibilité à cette voie de valorisation en tant que matière première dans le secteur du génie civil.

C'est pourquoi, cette étude a été engagée dans un but écologique, économique et technique en valorisant la vase traitée thermiquement comme étant un matériau de construction à part entière substituable en partie au ciment entrant dans la composition des bétons ordinaires sur lesquels le comportement physico-mécanique et de durabilité a été suivi.

2. Problématique générale et objectifs de la thèse

Plusieurs barrages en Algérie sont connus par leurs fort taux d'envasement, qui conduit à une chute sans cesse du potentiel hydraulique du pays au cours du temps, tels que les bassins versants de Chorfa situés à l'ouest du pays. Leurs envasements ont été estimés à 0.36 millions de mètre cube de vase par an, selon le levé bathymétrique effectué par l'Agence Nationale des Barrages et Transferts (ANBT 2011).

L'envasement des barrages constitue malheureusement un problème à deux faces puisqu'il est responsable de la diminution du niveau d'eau potable et d'irrigation d'une part et il est la cause de la détérioration de l'environnement d'autre part. Le barrage de Chorfa n'a pas échappé à ce problème.

Les causes et les problèmes provoqués par l'envasement étant connus, nous favoriserons une stratégie de réduire les dépôts des sédiments dans les barrages par la réutilisation de la vase extraite.

Le domaine de recherche s'est considérablement développé ces dernières années au vu du coût élevé de la fabrication du ciment (Energie de cuisson du clinker) et ses effets polluants sur l'environnement (dégagement des gaz à effets de serre : (CO₂...etc.).

Ainsi si cette valorisation passe à l'échelle industrielle, les problèmes économiques seront considérablement réduits et une forte économie dans la consommation du ciment serait envisagée.

Le domaine de valorisation et de l'exploitation de la vase des barrages représente pour la recherche un champ encore vierge et insuffisamment exploité ; aucune étude n'a jusqu'à nos jours été menée à son terme pour la valorisation et l'utilisation de ce matériau à l'échelle industrielle, cela est dû essentiellement à la rareté des documents techniques et l'inexistence d'une bibliographie suffisante. Des insuffisances notoires sont notées dans la littérature relative à l'exploitation de la vase en tant que matériau substituable au ciment entrant dans la composition des bétons ordinaires et l'étude de leurs durabilités envers les agressions chimiques externes.

Pour enrichir et approfondir les recherches entamées sur la vase, notre étude a été engagée, elle consiste à la détermination des données techniques pour la fabrication de matériaux en vue de l'obtention d'un béton ordinaire répondant à des normes acceptables. C'est pour cette raison que nous avons jugé utile d'apporter notre modeste contribution afin de pouvoir

valoriser la vase du barrage de Chorfa et donc encourager son utilisation à des fins d'exploitation comme matériau noble entrant dans la composition du béton.

Il s'agit donc de préparer un béton ordinaire de qualité remarquable avec des matériaux locaux, deux questions auxquelles des réponses s'imposent sont :

« Serait-il possible d'obtenir ce béton ordinaire à partir d'une substitution d'une quantité de ciment par une quantité de vase extraite du barrage de Chorfa ? »

« Et ce béton ordinaire serait-il résistant vis-à-vis des attaques sulfatiques, l'eau de mer, la diffusion des ions chlorures, Porosité accessible à l'eau, Perméabilité à l'eau et au gaz, acides et de la carbonatation ? »

Pour répondre à ces deux questions un large protocole expérimental a été adopté. Il sera donc question de mettre en évidence l'effet de l'incorporation de 10, 20 et 30 % de vase substituée au ciment dans les bétons sur le développement des résistances mécaniques et étudier la durabilité de ces bétons envers les attaques des sulfates ($MgSO_4$), de l'eau de mer, de l'acide (H_2SO_4), la diffusion des ions chlorures, Porosité accessible à l'eau, Perméabilité à l'eau et au gaz, et la carbonatation naturelle. Les résultats obtenus sont comparés à ceux relatifs au béton ordinaire témoin.

Ainsi par cette contribution il nous sera possible de répondre à plusieurs objectifs :

✓ **Ecologiques**

Il s'agit de procéder à la diminution des quantités de vase stockées en aval du barrage de Chorfa en les évacuant en vue d'une exploitation à des fins industrielles pour la fabrication du béton ordinaire et par conséquent, freiner la fabrication du ciment dégageant des gaz à effet de serre ce qui aura un impact écologique important en contribuant à la préservation de l'environnement.

✓ **Economiques**

Comme toutes les additions minérales (pouzzolane, fillers calcaire, laitier,...), la vase calcinée de Chorfa, un matériau intéressant et bon marché, peut constituer un liant pour la confection des bétons ordinaires et de ce fait assurer une économie dans la consommation du ciment dont le prix ne cesse d'augmenter.

✓

Technologique

L'élaboration des bétons ordinaires à base de vase à performances égales et éventuellement meilleures que les bétons ordinaires incorporant d'autres matériaux donnera un véritable succès à la technologie des bétons en général et à celle des bétons ordinaires en particulier.

3. Organisation générale du mémoire

Ce travail sera présenté sous trois parties :

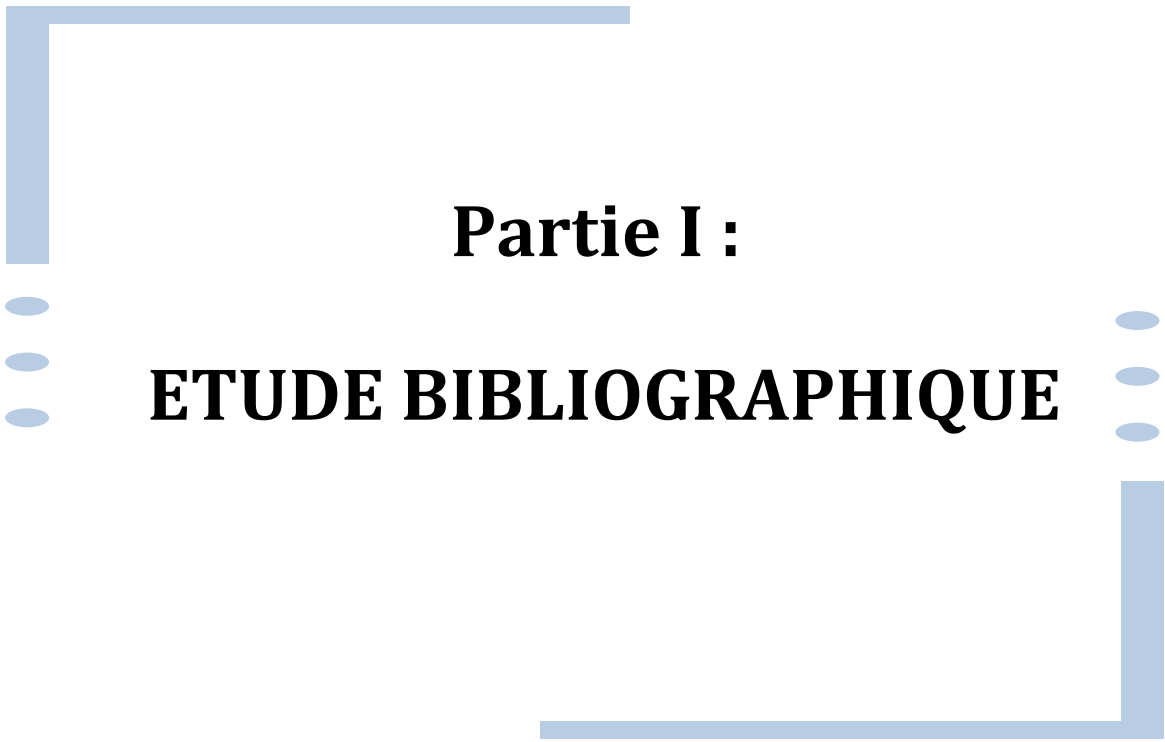
La première partie de cette thèse est consacrée à l'étude bibliographique. Cette étude est composée de trois chapitres. Dans le premier, nous présentons des généralités sur les bétons ordinaires ainsi que les méthodes de caractérisation des différentes propriétés de ce type de béton. Dans le deuxième chapitre nous avons abordé les facteurs affectant la durabilité des bétons et l'effet des ajouts minéraux sur les différentes propriétés de leur durabilité. Les recherches publiées concernant l'influence du type d'addition minérale sur les propriétés de durabilité des bétons sont également présentés dans ce chapitre. Ensuite, le troisième chapitre évoque la valorisation des différents déchets minéraux dans le béton. Dans ce même chapitre le phénomène d'envasement affectant les barrages de Chorfa a été abordé ainsi que les possibilités de valorisation de la vase issue de ces barrages dans la technologie des bétons.

La deuxième partie décrit les matériaux utilisés et les formulations des bétons adoptées au cours de nos travaux, elle est composée de deux chapitres. Dans le premier chapitre, sont décrits les matériaux entrant dans la composition des bétons formulés à partir des mêmes constituants, avec le même squelette granulaire et un rapport E/C identique. Dans le second, sont présentées les méthodes d'essais qui nous ont permis de mesurer des grandeurs physico-mécaniques (chaleurs d'hydratation des pâtes et résistances à la compression) et de durabilité (les essais d'absorption capillaire, de la porosité accessible à l'eau et au mercure, du coefficient de diffusion des ions chlorures, de la perméabilité accessible à l'eau et au gaz, résistance aux attaques des sulfates de magnésium ($MgSO_4$), attaques des acides sulfuriques (H_2SO_4), attaques par l'eau de mer, et enfin l'attaque du dioxyde de carbone (CO_2) à travers la carbonatation naturelle).

La troisième partie présente les résultats et les analyses relatifs à la campagne expérimentale menée sur les formulations de bétons ordinaires. Cette partie comporte trois chapitres. Le premier est consacré aux propriétés des bétons à l'état frais. Dans le deuxième sont présentés

les résultats relatifs aux propriétés mécaniques à l'état durci et dans le troisième chapitre les résultats des essais de durabilité et la microstructure des bétons étudiés sont analysés.

Enfin, nous clôturons cette étude par une conclusion générale qui recouvrera les principaux résultats dégagés et les perspectives envisageables pour le futur.



Partie I :
ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE



Chapitre I

GENERALITES SUR LES BETONS

ORDINAIRES

CHAPITRE I : Caractéristiques microstructurales et propriétés hydriques des bétons

I.1 Introduction

La caractérisation microstructurale des matériaux à base de ciment constitue une étape-clé pour l'étude de leur durabilité. Dans ce chapitre, à l'aide des références bibliographiques consultées, la phase solide constituant le béton durci est décrite dans le détail.

Le béton est un matériau multiphasique constitué d'un squelette (mélange granulaire optimisé) et d'une matrice (pâte cimentaire). En premier lieu, on décrit de manière synthétique l'ensemble des réactions chimiques qui sont à l'origine de la formation de la pâte de ciment, ensuite la structure poreuse du béton est présentée en caractérisant le volume des vides par rapport aux solides ainsi que et la distribution de la taille de ces vides. Il est clair que, les caractéristiques du réseau poreux déterminent les propriétés de transfert telles que la perméabilité aux gaz ou aux liquides, c'est-à-dire l'aptitude du matériau à laisser pénétrer, sous forme liquide ou gazeuse, des agents potentiellement agressifs pour le béton ou les armatures (gaz carbonique, chlorures, sulfates,...). L'un des moyens d'accéder à ces propriétés de transfert consiste à les calculer à partir des caractéristiques de la structure poreuse. À titre d'exemple, ces caractéristiques interviennent dans les formules analytiques de calcul de la perméabilité aux liquides (modèle de Katz-Thompson par exemple) et constituent également des données d'entrée primordiales dans tous les modèles prédictifs des processus de transfert [01], [02], [03]. Dans la deuxième partie de ce chapitre, l'eau présente dans le béton est décrite dans ces différentes phases. La prise en compte du transport de l'eau au sein du béton est d'une grande importance pour les matériaux à matrice cimentaire, car la teneur en eau affecte considérablement l'évolution des transferts hydriques qui peuvent se produire dans le béton. Dans ce but, des aspects théoriques concernant les isothermes de sorption, lesquelles décrivent les propriétés hygrométriques du béton, ainsi que des observations sur son comportement hydrique et les propriétés de transport (coefficient de diffusion et perméabilités) y sont aussi présentées.

I.2 Microstructure du béton durci

Le béton durci est un milieu humide, évolutif et poreux, très hétérogène en terme de microstructure [04]. Cette hétérogénéité est le résultat de la large étendue granulométrique des

granulats ; mais aussi de la diversité des produits d'hydratation, très sensibles aux conditions d'hydratation et de conservation (température, humidité relative) [05]. De manière générale, le matériau béton est un composite dans lequel on distingue deux phases : la matrice (pâte de ciment durci) et les granulats (gravillon et/ou gravier et sable). Il est donc caractérisé par une microstructure poreuse avec des pores de différentes tailles et de distribution aléatoire. La structure poreuse et la distribution des pores au sein du béton jouent un rôle très important non seulement sur la résistance mécanique, mais aussi sur les phénomènes de transport et d'interaction avec le milieu extérieur. Cette interaction a lieu à travers les pores interconnectés. Nous décrivons alors le milieu poreux comme la superposition de trois phases : solide indéformable, liquide et gazeuse. En particulier, la phase gazeuse est constituée d'un mélange d'air sec et de vapeur d'eau et la phase liquide est composée d'eau et d'ions (Figure. I-1).

Pour toutes ces raisons, la porosité (et sa distribution) devient un paramètre très important pour la caractérisation du béton. La forme et la taille des pores changent dans chaque type de béton. En effet, l'eau en excès, utilisée pour la fabrication du béton, tend à s'évaporer et laisse derrière elle dans le corps du matériau cimentaire, des vides sous forme de canalicules. Ces vides constituent le premier squelette du réseau poreux dont le dosage et la nature du ciment ainsi que les agrégats mais aussi les conditions du béton pendant sa maturation, contribuent en synergie à son façonnage.

Dans la pâte de ciment, les parois d'un pore sont formées essentiellement par le gel C-S-H, et dans les pores, on trouve aussi de l'ettringite et de la portlandite (§ I.2.1). On présente ci-après la microstructure de la pâte de ciment, ces principaux hydrates avec les modèles morphologiques de sa structure, les diverses formes de l'eau dans le béton durci, ainsi que la structure de l'interface pâte/granulats (appelé auréole de transition).

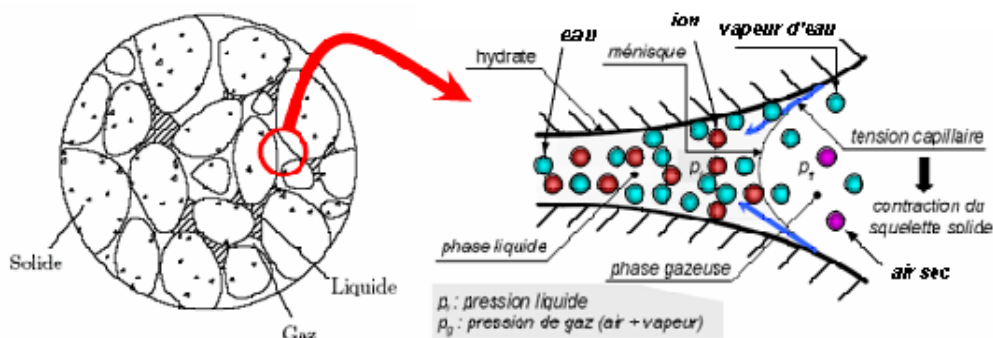


Figure I.1 : Description du milieu poreux avec les trois phases [06]

I.2.1 Microstructure de la pâte de ciment

Dans le béton, la phase solide de la pâte du ciment est formée de grains de ciment plus ou moins hydratés. Cette pâte résulte de l'hydratation du liant, le ciment Portland anhydre étant le plus utilisé. Ce dernier est essentiellement composé de clinker dont les quatre constituants majeurs sont :

- Silicate tricalcique (Alite) 60 à 65 % : $C_3S = 3CaO \cdot SiO_2$;
- Silicate bicalcique (Bélite) 20 à 25 % : $C_2S = 2CaO \cdot SiO_2$;
- Aluminate tricalcique (Célite I) 10 à 12 % : $C_3A = 3CaO \cdot Al_2O_3$;
- Alumino-ferrite tétracalcique (Célite II) 8 à 10 % : $C_4AF = 4CaO \cdot Al_2O_3 \cdot Fe_2O_3$.

Ces constituants du ciment présentent des réactions hydrauliques, c'est-à-dire qu'ils se transforment en présence d'eau en hydrates qui précipitent et s'organisent en une structure mécaniquement résistante. Parmi les produits d'hydratation, il y a :

- Les silicates de calcium hydratés C-S-H qui sont aussi appelés gel et qui représentent le principal composé hydraté (50 à 70 % d'une pâte de ciment ordinaire) ;
- La portlandite $Ca(OH)_2$ appelée aussi hydroxyde de calcium (25 à 27 %) ;
- Les aluminates de calcium hydratés C_3AH_6 et les sulfo-aluminates de calcium hydratés, parmi lesquels l'ettringite ($3CaO \cdot Al_2O_3 \cdot 3CaSO_4 \cdot 32H_2O$).

Pour un ciment donné, les quantités de C-S-H et de $Ca(OH)_2$ formées dépendent essentiellement du rapport E/C et du temps de réaction [07]. Lors de l'hydratation du ciment, ces différents hydrates se forment et se développent dans les espaces situés entre les grains de ciment anhydre initiaux. Ce mode de remplissage des vides originels crée un réseau poreux très complexe [04]. La porosité résulte, la plupart du temps, de ce qui était à l'origine les espaces remplis d'eau entre les particules de ciments, formant des pores de grand diamètre (environ 1 μm), et d'autres pores plus fins, de diamètre inférieur à 2 nm, qui sont les résidus inter-lamellaires du gel de C-S-H (§ I.2.2), le produit principal de l'hydratation de la pâte de ciment.

I.2.2 Structure et morphologie du gel de C-S-H

De nombreux modèles existent dans la littérature pour décrire la structure des C-S-H et leur morphologie, tels que le modèle de Powers-Brownyard [08] et le modèle de Feldman-Sereda [09] ; mais actuellement, elle est encore mal décrite et détaillée. Toutefois, il semble que le modèle de Feldman et Sereda (1968) (Figure. I.2) soit le plus à même de justifier la plupart des comportements différés de la pâte de ciment [10].

Feldman et Sereda (1968) [09] considèrent dans leur modèle que la pâte de ciment est construite par une structure lamellaire (couches) irrégulière. Dans ce modèle, le C-S-H se présente sous la forme de fibres formées de lamelles enroulées sur elles mêmes, chaque lamelle se présente sous forme de 2 à 3 feuilletts d'une épaisseur de trois couches moléculaires. Chaque couche a une épaisseur moyenne de 30 Å et un espacement de l'ordre de 17 Å [11]. Hansen en 1986 [12] a estimé, à partir de mesures au microscope électronique à balayage, que les dimensions d'une lamelle de C-S-H, considérée de forme prismatique, sont environ de $100000 \times 5000 \times 300 \text{ nm}^3$. Chaque feuillet est composé d'une couche centrale d'octaèdres de chaux insérés entre deux couches de tétraèdres de silice. Dans la structure proposée par Sierra (1980), l'eau peut apparaitre sous trois formes : interfeuillet, interlamellaire et hydroxylique [04]. L'eau est également adsorbée sur les faces externes des lamelles et se trouve à l'état libre ou quelque peu structurée dans les pores interlamellaires qui peuvent atteindre quelques dizaines d'Angstrom. La valeur avancée est d'environ 20 Å, ce qui implique qu'il ne peut pas y avoir plus de 6 à 7 molécules d'eau remplissant l'espace entre les feuilletts puisque la molécule d'eau a une dimension de 2,6 Å [05].

Les propriétés principales du gel C-S-H ne sont pas fortement influencées par l'eau adsorbée, mais plutôt par l'introduction et l'élimination des molécules d'eau entre les couches interlamellaires [09]. La pénétration ou le départ d'eau des espaces interlamellaires (entre lamelles) et interfoliaires (entre feuilletts) sont possibles. Ces départs et entrées d'eau (interfoliaires) sont les phénomènes prédominants expliquant les variations dimensionnelles observables au cours du temps sous diverses sollicitations [09].

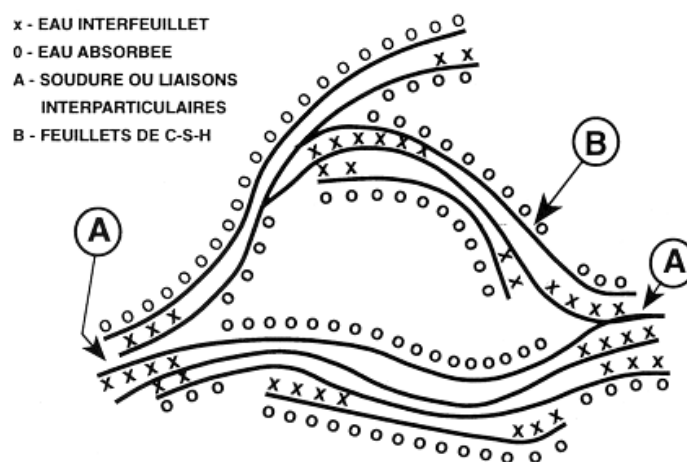


Figure I.2 : Modèle des particules de C-S-H de Feldman et Sereda [09], revu par Sierra [13] (cité par Baroghel-Bouny [04] et Yurtdas [11])

I.2.3 L'interface pâte/granulats

Dans un béton, la liaison qui s'établit au cours de l'hydratation entre la pâte de ciment et les matériaux qu'elle enrobe, se traduit par une zone de pâte particulière appelée « auréole de transition » ou interface pâte/granulats [14], [15]. C'est la partie la plus poreuse, la mieux cristallisée, et la moins résistante dans un béton durci. Tant du point de vue mécanique que du point de vue de la durabilité ou de la perméabilité, ces zones constituent les « maillons faibles » du matériau [16].

Dans cette zone, la pâte de ciment présente une cohésion plus faible, due à un excès local d'eau : un film liquide s'adsorbe sur la surface du granulat au moment du gâchage, modifiant la liaison au cours de l'hydratation entre la matrice cimentaire et le granulat. Cette liaison entre la pâte de ciment et les granulats qu'elle enrobe, dépend de la nature des deux phases en présence, de la concentration en ciment de la pâte, des conditions de conservation et de la nature des granulats [04], [17]. Nous distinguons les granulats réactifs et neutres en contact avec la pâte de ciment. Les granulats calcaires (réactifs) présentent les plus fortes liaisons avec la pâte de ciment du fait des réactions chimiques qui se produisent au cours du temps et augmentent les forces d'adhésion [19]. La réaction entre CaCO_3 provenant des granulats calcaires et les aluminates tricalciques et les aluminosulfates tétracalciques engendrent une formation des monocarbo-aluminates de calcium $\text{C}_3\text{A} \cdot \text{CaCO}_3 \cdot \text{H}_{11}$. Ainsi la zone de transition entre les granulats calcaires et la pâte de ciment est plus résistante et de perméabilité plus faible. L'augmentation de la résistance du matériau béton, réalisé avec les granulats de cette nature, a été observée contrairement aux granulats du type quartz (siliceux) [20], qui sont neutres par rapport à la pâte de ciment. Dans le cas des granulats d'origine siliceuse (neutres), l'interface pâte/granulats constitue une zone où les hydrates sont faiblement liés aux granulats et s'en détachent facilement. Il est à souligner également que la forme des granulats joue un rôle très important car on observe des liaisons plus rigides, au niveau de l'auréole de transition, pour des granulats concassés que pour des granulats roulés [21], [22].

Dans les bétons ordinaires, cette interface pâte/granulat est mécaniquement plus faible et présente une porosité plus importante que le reste de la matrice ; les pores plus grossiers dans cette zone, deviennent un réseau de cheminement privilégié pour les transports de masse [23]. Salih (1987) [24] a montré que la perméabilité de l'interface est plus grande que celle de la matrice. L'épaisseur de l'auréole de transition augmente avec le diamètre du granulat et avec

le rapport E/C, avoisinant les 30 μm ; mais reste dans tous les cas inférieure à 50 μm [25], [26].

I.2.4 Distribution de la taille des pores

La porosité, définie comme le rapport du volume des pores sur le volume total, est le paramètre normalement utilisé pour la caractérisation du réseau poreux du béton. Mais ce paramètre n'est pas suffisant car c'est plutôt la distribution des pores qui influence les propriétés physiques du milieu, notamment la résistance mécanique et la perméabilité.

À partir d'une courbe porométrique, on peut donner une classification des pores selon leur taille (leur diamètre) de la manière suivante :

- **Micropores** : avec un diamètre $< 2,6$ nm. Ces pores de très petites tailles n'ont pas une influence négative sur la durabilité du béton, mais peuvent avoir une influence sur le retrait de dessiccation et le fluage.

- **Méso-pores** : ou pores capillaires avec un diamètre entre 2,6 et 50 nm. Le volume total du mélange ciment-eau ne change pas de manière significative pendant l'hydratation. Par contre, la place occupée au début par l'eau et le ciment est remplacée progressivement par les produits hydratés. L'espace qui n'est pas occupé par les hydrates et le ciment anhydre forme le réseau poreux. En ce qui concerne les capillaires, on peut faire une distinction supplémentaire entre les petits pores capillaires (< 5 nm) et les grands pores capillaires (5 - 50 nm). Les pores capillaires sont généralement considérés comme les plus importants dans la microstructure du béton : du point de vue de la durabilité, l'influence qu'ils ont sur les mécanismes de transport est très importante.

- **Macrospores** : ou pores d'air, avec un diamètre (> 50 nm). Typiquement, ces pores ont une forme sphérique, et leur présence dans le béton est due à deux causes :

- Ils se produisent pendant le malaxage ;

- Ils se forment à cause de l'utilisation d'additifs particuliers (ex. adjuvant entraîneur d'air), qui gardent de l'air pour améliorer certaines caractéristiques (ex. la résistance au gel et au feu).

Les micropores sont souvent considérés comme faisant partie de la structure du C-S-H. Les méso- et macro-pores sont décrits comme la partie capillaire des pores. Une différenciation supplémentaire s'avère nécessaire pour la description du réseau poreux :

Il faut donc distinguer entre porosité ouverte et porosité fermée. La porosité ouverte désigne l'ensemble des pores qui sont connectés les uns aux autres et qui permettent le transport du liquide/gaz (ex. pores capillaires). Au contraire, les pores fermés ne sont pas connectés (ex. pores d'air) et n'ont clairement aucune influence sur les phénomènes de transport.

Les pores présents dans la pâte de ciment durcie ont donc une géométrie très complexe et des dimensions qui s'étalent de l'échelle nanométrique à l'échelle centimétrique. Le gel C-S-H étant lui aussi une structure poreuse, mais à une échelle inférieure à celle des vides initiaux, une caractéristique importante de cet espace poreux connecté va être l'étendue de sa distribution en tailles. Deux gammes de tailles de pores sont généralement présentes dans la pâte :

▪ Les pores capillaires

Ils sont formés durant la structuration de la pâte de ciment. Pour un rapport E/C donné, leur volume décroît au cours de l'hydratation. La porosité capillaire dépend donc du rapport E/C et du degré d'hydratation du ciment ; Plus E/C est faible et plus les dimensions et le nombre des pores capillaires sont faibles [27]. En raison de la maniabilité du béton (surtout ordinaire), le volume d'eau fourni pour la fabrication du béton est supérieur au volume nécessaire pour l'hydratation. Par conséquent, cet excédent d'eau s'évacue par séchage au cours du temps et laisse des pores capillaires disponibles pour la circulation des gaz et fluides. Ces pores capillaires ont une dimension caractéristique qui peut atteindre 1 μm et contiennent de l'eau en conditions saturées ; mais ils perdent leur eau au contact de l'air. Ces pores, détectables par porosimétrie au mercure pour des matériaux à fort rapport E/C, sont les vestiges des espaces intergranulaires de la pâte de ciment fraîche, leur volume décroît au cours de l'hydratation [04]. Le réseau capillaire, initialement connecté, perd sa connectivité progressivement, à l'exception des matériaux ayant un rapport eau/ciment élevé ($E/C > 0.6$) dont le réseau poreux capillaire resterait continu. Par conséquent l'écoulement à travers le matériau se fait à la fois à travers la porosité capillaire résiduelle et à travers la porosité des hydrates [28].

▪ Les pores du gel de C-S-H (pores des hydrates)

La dimension caractéristique de cette porosité est de l'ordre du nanomètre ($\leq 2 \text{ nm}$), beaucoup plus faible que celle de la porosité capillaire. Ces pores sont généralement des caractéristiques intrinsèques aux hydrates formés et indépendants de la formulation de la pâte de ciment (du rapport E/C). Les pores relatifs aux hydrates représentent au minimum 26 à 28 % en volume

pour une pâte ordinaire. Dans cette catégorie, sont classés les pores du gel de C-S-H dont deux types sont cités dans la littérature :

- Les pores inter-lamellaires (ou inter-cristallites) qui sont situés entre les particules de gel (diamètre d'une dizaine d'Angströms) ;
- Les pores inter-feuillets (ou intra-cristallites) qui sont situés à l'intérieur même des particules de gel, il s'agit d'espaces extrêmement petits (quelques angströms de largeur).

La représentation schématique suivante (Figure. I.3), donnée par Mehta [21], permet de visualiser le type de répartition porométrique susceptible d'exister au sein d'une pâte de ciment durci. Elle résume donc ce qui vient d'être présenté.

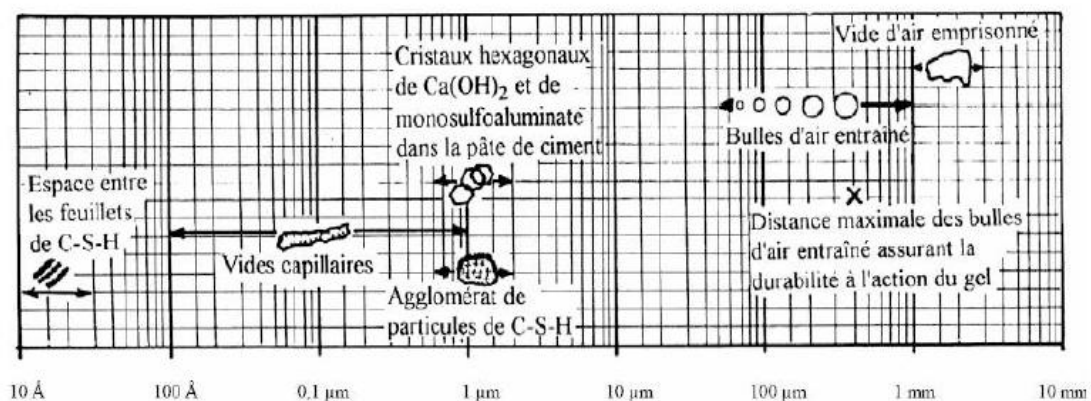


Figure I.3 : Les différentes formes de pores dans la pâte de ciment durcie classées par taille d'après Mehta et Monteiro [29]

I.2.5 Connectivité et tortuosité des pores

Dans le but de mieux appréhender les chemins d'écoulement, il convient de préciser les notions de connectivité et de tortuosité. La connectivité (C) est un paramètre de la topologie et de la constrictivité de la structure poreuse qui caractérise le degré avec lequel une structure poreuse est connectée [30]. Elle correspond au plus grand nombre de branches du réseau poreux pouvant être coupées sans se déconnecter des nœuds du reste du réseau. Le paramètre de connectivité peut aider lui aussi à comprendre l'arrangement du réseau poreux et il se définit par la relation $C = b - n + 1$ où b est le nombre de branches (pores, bras, cavités) et n est le nombre de nœuds reliant les différentes branches. Il faut par exemple que la phase gazeuse soit connectée à travers tout le matériau pour pouvoir s'écouler [28]. Il en est de même pour la phase liquide, il faut qu'elle soit continue pour qu'il y ait écoulement en phase liquide.

Le schéma suivant présente l'exemple d'un réseau poreux dans lequel chaque nœud représente un pore, chaque nœud étant relié ou non à ceux qui l'entourent (Figure. I.4). On représente la connectivité maximale d'un tel réseau; plus le nombre de liens va diminuer et plus cette connectivité va être faible.

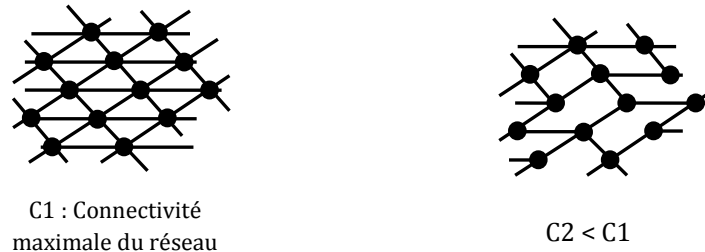


Figure I.4 : Représentation schématique de la connectivité d'un réseau poreux

La tortuosité τ du milieu caractérise les obstacles au cheminement du fluide dans la structure poreuse. Elle est introduite dans le modèle géométrique de la perméabilité de Carmen-Kozeny (1956) [31], [32], [33], [34]. La tortuosité est définie comme un rapport de la longueur réelle du parcours d'un fluide, c'est-à-dire la longueur moyenne des lignes de courant du fluide traversant l'échantillon (L_e), sur la distance effective du déplacement L (longueur projetée du parcours d'un fluide en ligne droite), ou bien par le carré de ce rapport donné par Quénard (1991) [35] :

$$\tau = \left(\frac{L_e}{L} \right)^2$$

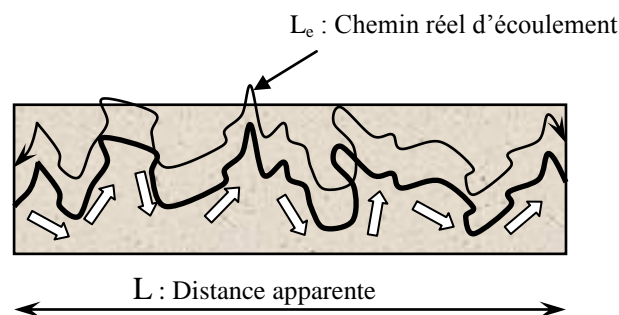


Figure I.5 : Schéma d'un cheminement tortueux dans une structure poreuse

L'écoulement dans un milieu poreux dépend non seulement de la connectivité et de la tortuosité des pores dans les matériaux, mais la constrictivité du réseau poreux liée à la taille

des pores (réduction ou augmentation de section des pores) peut également être un paramètre influençant sur la capacité d'un matériau poreux à être traversé par des fluides.

I.3 L'eau dans le béton

L'eau est un des ingrédients essentiels du béton, voir le plus important avec le ciment. En effet, l'eau intervient à toutes les étapes de vie du matériau par ces propriétés physico-chimiques [36]. Ainsi, l'eau introduite dans le béton lors de sa fabrication va remplir deux fonctions essentielles: une fonction physique, qui confère au béton frais des propriétés rhéologiques d'un liquide (permettant donc son écoulement et le moulage), et une fonction chimique qui contribue au développement de la réaction d'hydratation [17]. Elle sert aussi à mouiller les granulats, et donc à assurer un bon lien avec la pâte de ciment [37].

Dans le béton, presque la moitié de l'eau de gâchage est consommée par les réactions d'hydratation, environ 40 % se trouve dans les pores des hydrates, 10 % se loge dans les vides présents dans la matrice [38]. Les mouvements d'eau peuvent entraîner des déformations de la matrice cimentaire (retrait ou gonflement). L'eau va donc jouer un rôle essentiel dans le comportement des matériaux durcis, non seulement sur le plan mécanique (résistance, retrait de dessiccation et fissuration induite dus à l'évaporation de l'eau des pores,...) mais sur celui de la durabilité, en régissant les transports au sein des matériaux, et en contrôlant les pénétrations des fluides de l'extérieur.

I.3.1 Classification de l'eau dans la pâte du ciment

L'eau introduite au cours de la fabrication est présente sous de multiples états dans le béton. L'eau étant constitutive du matériau, il est parfois difficile d'évaluer le degré de liaison de l'eau avec la matrice solide. En général trois degrés sont distingués :

I.3.1.1 L'eau libre dans les capillaires

C'est l'élément dans lequel s'effectuent les écoulements et les cisaillements lors de la mise en œuvre du béton. Elle se trouve principalement dans les pores capillaires de dimension supérieure à 10 μm [39]. Cette eau est en excès par rapport à l'eau nécessaire pour l'hydratation et lors de l'évaporation ou de la dessiccation [40], elle est la première à migrer et à s'éliminer. L'eau capillaire est constituée de la phase condensée remplissant le volume poreux au-delà de la couche adsorbée et séparée de la phase gazeuse par des ménisques (cf.

Fig. I-6); elle obéit donc aux lois de capillarité (loi de Kelvin-Laplace) [17] présentée dans l'Eq. (I-1).

$$P_c = P_{atm} - P_b = \frac{2\sigma}{r} \cdot \cos\alpha \quad (\text{I-1})$$

Avec P_c la pression capillaire, P_{atm} la pression atmosphérique, P_b la pression du liquide, r le rayon du pore où le ménisque se forme, σ la tension superficielle de l'interface entre l'eau liquide et la phase gazeuse (Figure. I.6) et α l'angle de mouillage.

La valeur de la pression capillaire dans le béton est fortement dépendante du niveau de saturation du béton et de la taille des pores. Elle influence la perméabilité du béton via la saturation.

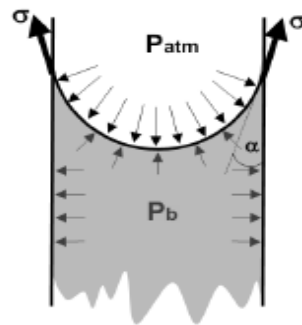


Figure I.6 : Schéma d'un capillaire

Lorsque l'eau capillaire se trouve en équilibre avec la phase gazeuse par l'intermédiaire d'une interface plane, elle est appelée eau libre [41]. Celle-ci est constituée de la phase condensée qui n'est plus sous le champ d'influence des forces superficielles [36] (elle n'est pas soumise aux forces d'attraction des surfaces solides). Elle est présente dans les gros pores et s'évacue facilement du béton lors du séchage. C'est l'eau qui, à l'équilibre, quitte le béton lorsqu'on atteint la température conventionnelle de 105° C à 1 atm de pression.

I.3.1.2 L'eau adsorbée

Elle est le résultat de la condensation de l'eau vapeur sur la surface du solide formé par les grains du ciment et les granulats [42]. Les molécules d'eau adsorbées sont soumises aux champs des forces électriques superficielles des particules de C-S-H et à l'action des forces

d'attraction intermoléculaires de type de Van Der Waals d'intensité faible (énergie de l'ordre d'une dizaine de $\text{kJ}\cdot\text{mol}^{-1}$) [05]. Sous l'influence de ces forces d'attraction, les molécules d'eau sont physiquement adsorbées à la surface des solides dans la matrice cimentaire hydratée. Cette eau physiquement adsorbée est considérée comme l'eau la moins liée sur les surfaces externes des particules. Elle peut former jusqu'à 5 couches régulières et superposées [43], [44], [45]. La cinquième couche a un statut proche de l'eau condensée. L'énergie de liaison avec le solide décroît lorsque l'on s'éloigne de la surface adsorbante [46]. L'apparition de cette liaison ne modifie pas la structure de la molécule d'eau d'où le terme d'absorption physique. Dès l'augmentation de la température, les liaisons se détruisent et les molécules d'eau se libèrent.

Une autre adsorption, de type chimique peut également apparaître entre la molécule d'eau et le solide notamment sur le gel C-S-H: L'eau est adsorbée chimiquement lorsqu'elle est combinée à d'autres composants dans les hydrates [04]. Alors, des électrons sont mis en commun entre l'eau et la surface solide. L'intensité des forces mises en jeu est moyenne (énergie de l'ordre d'une centaine de $\text{kJ}\cdot\text{mol}^{-1}$). C'est l'eau adsorbée la plus liée. Ainsi, la structure de la molécule d'eau est modifiée (dissociation par rupture de la liaison covalente O-H) [39], [10]. Contrairement à l'adsorption physique, celle-ci a lieu uniquement dans des sites privilégiés (défauts cristallins par exemple) sur une couche d'eau au maximum [47];

I.3.1.3 L'eau chimiquement liée

C'est l'eau qui a été consommée au cours des réactions d'hydratation du ciment et qui est donc combinée avec d'autres composants à l'intérieur des hydrates (eau hydroxylique notamment). Elle réagit chimiquement avec le ciment pour former de nouveaux éléments tels que les C-S-H (silicates de calcium hydratés) et la portlandite ou l'ettringite. Ce sont des hydroxyles OH faisant partie de la structure des hydrates, liés chimiquement soit à des atomes Si, soit à des atomes Ca. Donc, l'eau chimiquement liée est une eau entièrement intégrée à la structure solide des hydrates.

• Eau dans les C-S-H

D'après les études menées sur la structure des C-S-H et à partir de multiples méthodes expérimentales, Sierra [48] identifie trois grandes classes d'eau dans les C-S-H, et les présente suivant l'ordre décroissant des énergies de liaisons. Ainsi nous retrouvons l'eau hydroxylique, l'eau interfeuillet et l'eau interlamellaire (Figure. I.7).

- **L'eau hydroxylique** (groupement OH faisant partie de la structure des hydrates) appelée aussi l'eau chimiquement liée. Elle est liée soit à des atomes de silicium Si ou à des atomes de calcium Ca. Ces molécules sont placées sur les deux faces des feuillettes (sur la surface interne et externe des feuillettes) par une association d'un groupement hydroxyle. L'eau ainsi combinée figure presque à 23 % de la masse du ciment qui a réagi. Ces propriétés réalisent de cette eau, un constituant très stable qui ne se vaporise qu'assez durement. Elle ne peut être « gêlée » que sous de strictes conditions de dessiccation (au four).

- **L'eau interlamellaire** est l'eau contenue dans les micropores, liée à la surface externe des feuillettes ou à des molécules d'eau par des ponts hydrogènes. Cette eau est structurelle car elle est fixée à la surface des lamelles par un hydroxyle ou liée à d'autres molécules d'eau par liaisons de type Van der Waals.

- **L'eau interfeuillette** (eau interfolière) possède un très faible degré de liberté. Ces molécules d'eau interfolières maintenues entre les feuillettes de C-S-H sont liées triplement par des ponts d'hydrogènes avec les hydroxyles (Figures. I.7 et I.8) où les liaisons sont dix fois plus intenses que les liaisons de Van der Waals (80 à 400 kJ.mol⁻¹, du même ordre qu'une réaction chimique) ; Elles interviennent directement dans la cohésion intrinsèque de la lamelle [47]. D'après Diamond [49] seul un puissant séchage permet d'extraire ces molécules d'eau et ceci de manière irréversible.

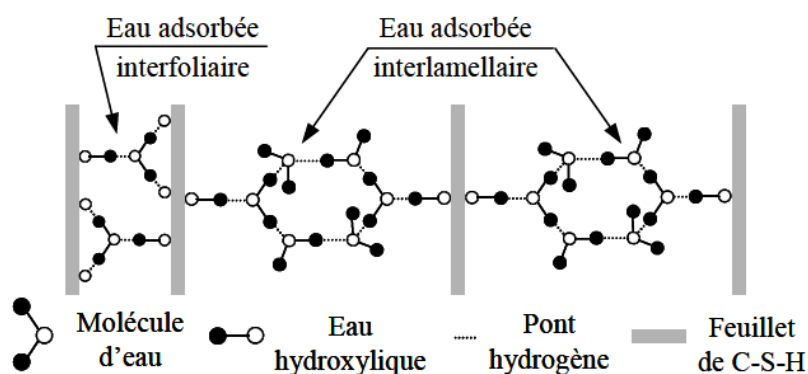


Figure I.7 : État de l'eau dans le gel de C-S-H selon Sierra [48] cité par Regourd [32]

D'après les études menées sur la structure des C-S-H, Baroghel-Bouny [04] donne une schématisation des types d'eau associés aux C-S-H avec deux exemples possibles pour la répartition de l'eau adsorbée à la surface des C-S-H (Figure. I.8).

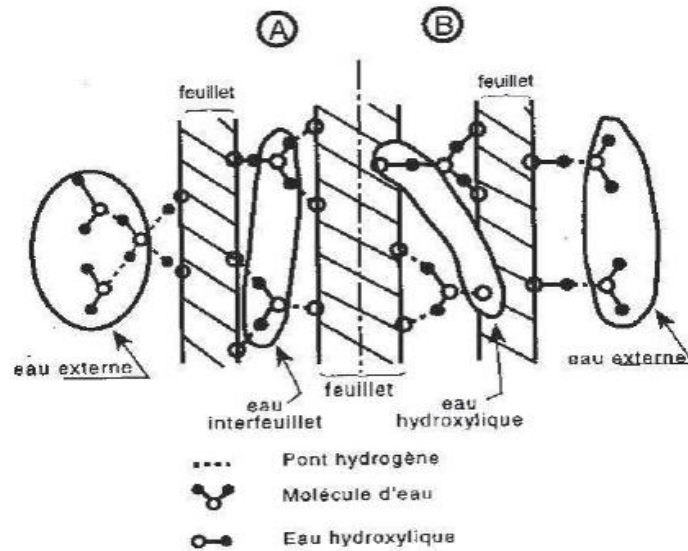


Figure I.8 : Illustration de la répartition de l'eau adsorbée à la surface des C-S-H, dont A et B sont deux exemples possibles [04]

- **Eau dans les zones d'adsorption empêchée**

Sur une surface plane, l'eau est librement adsorbée jusqu'à une épaisseur de 5 molécules pour une humidité relative proche de l'unité. Le diamètre d'une molécule d'eau étant d'environ 2,6 Å ce qui donne une épaisseur de la couche d'adsorption de 13 Å. Il faudrait donc que l'espace interlamellaire soit de 26 Å pour que l'adsorption physique se déroule de manière libre. Cet espace n'étant en réalité que de 17 Å, alors, l'eau ne peut être adsorbée librement puisque les surfaces adsorbantes sont trop proches. Alors, cette région est appelée zone d'adsorption empêchée (Figure. I.9). L'eau y est présente sous une forte pression, de l'ordre de 130 MPa [51], dite de disjonction. Cette pression s'oppose aux forces d'attraction qui existent entre particules solides des C-S-H et qui permettent le maintien de la structure du squelette. Cette eau est ainsi un élément structural à part entière du matériau, capable de transmettre localement les contraintes.

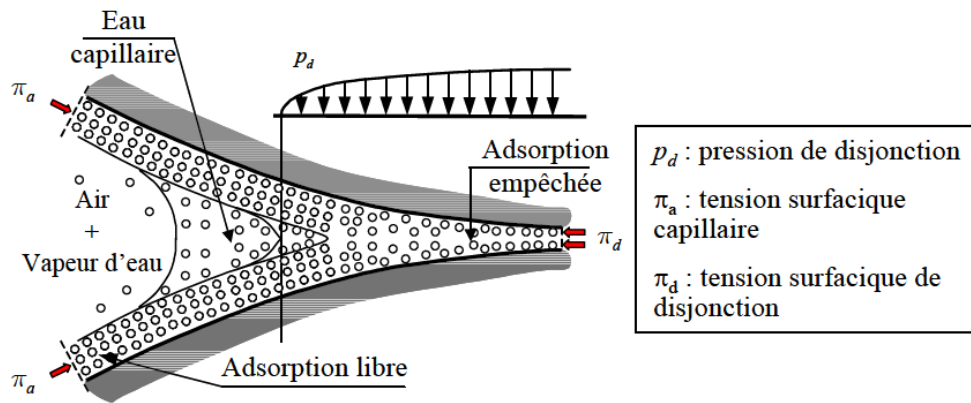


Figure I.9 : Description idéalisée de l'eau dans les zones d'adsorption empêchée et de la transition avec les pores capillaires [51]

Il faut cependant noter que cette distinction de l'eau en catégories n'est pas très bien définie. Brouwers (2004) quant à lui, fait une distinction entre l'eau évaporable (dite : « libre ») et l'eau non-évaporable (dite : « liée ou non-libre »).

L'eau non-évaporable comprend l'eau adsorbée la plus liée (l'eau interfeuillet ou adsorbée chimiquement) et l'eau chimiquement liée, contrairement à l'eau libre (eau capillaire) et celle adsorbée la moins liée (adsorbée physiquement), qui sont évaporables (Figure. I.10) [04].

L'eau évaporable provient pour une part, des pores capillaires et d'autre part, des pores du gel. Pour un ciment bien hydraté, l'eau non évaporable est d'environ 18 % de la masse du matériau anhydre ; ce pourcentage monte à environ 23 % pour un ciment complètement hydraté. La proportion entre la quantité d'eau non évaporable et le volume solide de la pâte de ciment peut être utilisée pour mesurer la quantité de gel de ciment (i.e. le niveau d'hydratation) [52]. De même, il est courant de distinguer deux types d'eau sur des courbes d'analyses thermiques en considérant une température seuil autour de 100° C [53]. La perte d'eau en dessous de cette température correspond à l'évaporation d'eau libre, alors que la perte d'eau entre 100 et 200° C correspond à l'eau liée des C-S-H. Toutefois, certains produits hydratés telle que l'ettringite perdent la majorité de leur eau structurale dès 80° C.

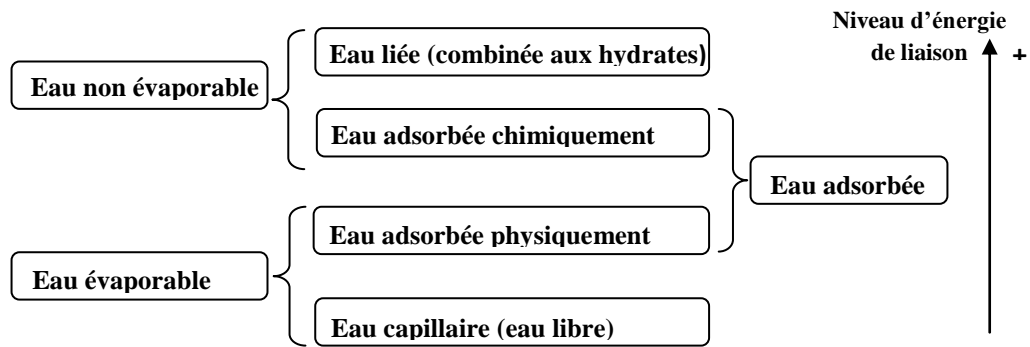


Figure I.10 : Différentes formes d'eau dans le matériau cimentaire [54]

I.3.2 Observations sur le comportement hydrique du béton

I.3.2.1 Le séchage à température ambiante

Le béton est naturellement saturé en eau quand il sort d'une cure humide, puisque l'eau utilisée lors de sa confection est bien supérieure à celle nécessaire à son hydratation [55]. Cette eau libre en excès se retrouve à l'intérieur des pores et y reste tant que le béton est en équilibre hydrique avec l'ambiance de conservation. Lorsque ce n'est plus le cas, plusieurs moteurs conditionnent l'écoulement de cette eau vers les surfaces libres pour s'évaporer après. En effet, l'exposition d'une structure en béton à une humidité relative environnante, inférieure à celle régnant au sein du matériau est à l'origine d'un choc hydrique et d'un déséquilibre hygrométrique. Ce déséquilibre se traduit par un mouvement de l'eau de l'intérieur du matériau vers l'extérieur, conduisant à son séchage. Ainsi, le mécanisme moteur du séchage est le gradient d'humidité relative induit au sein du matériau, en termes de répartition de l'eau à l'état vapeur au sein du matériau. De plus, l'humidité relative locale influence de façon très importante les propriétés de transfert comme la diffusivité et la perméabilité.

Le séchage de la pâte de ciment durcie est complexe, du fait que l'eau présente dans la pâte de ciment est sous sa phase liquide et gazeuse. L'équilibre thermodynamique entre les phases vapeurs et liquides doit être en effet maintenu. Le séchage fait intervenir de multiples mécanismes complexes, qui se produisent de façon plus ou moins couplés [56], [57], [58]. Les phénomènes de perméation, diffusion, adsorption-désorption, condensation-évaporation (Figure. I.11) sont alors mis en jeu dans la pâte de ciment.

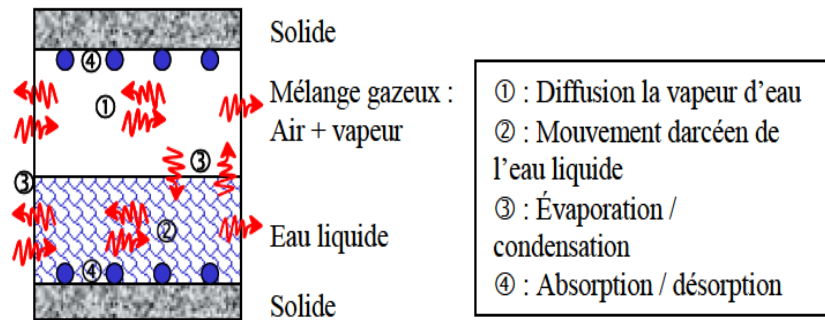


Figure I.11 : Représentation schématique des mécanismes de transport de l'eau au sein de la pâte de ciment [46]

I.3.2.2 Effet de la température sur le transport de l'eau

Concernant le transport de l'eau en température, de nombreux travaux montrent une accélération du séchage en température et une augmentation des propriétés de transfert avec la température [59], [60], [61]. Soulignant les travaux récents de Brue (2009) [62], la cinétique de désaturation à 20, 50 et 80° C d'un béton à base de ciment CEM V est tracée à partir du suivi des pertes de masse (Figure. I.12). Il apparaît que pour une humidité relative h_r donnée, l'équilibre hydrique est atteint beaucoup plus rapidement à 80° C qu'à 50° C puis 20° C. Par exemple à 60 % de h_r , plus de 200 jours sont nécessaires pour que l'équilibre hydrique soit atteint à 20° C, contre moins de 100 jours à 80° C. Les résultats de Poyet (2009) [63], montrent également une durée nécessaire pour atteindre l'équilibre, beaucoup plus élevée à 30° C qu'à 80° C : à 80° C un mois est requis pour atteindre 90 % de la perte de masse totale, contre un an à 30° C. Dans ce sens Cerny et coll. (2001) [64] montrent, à l'aide d'un essai d'imbibition, que le coefficient d'adsorption d'eau peut quasiment doubler de 5 à 80° C pour un béton ordinaire.

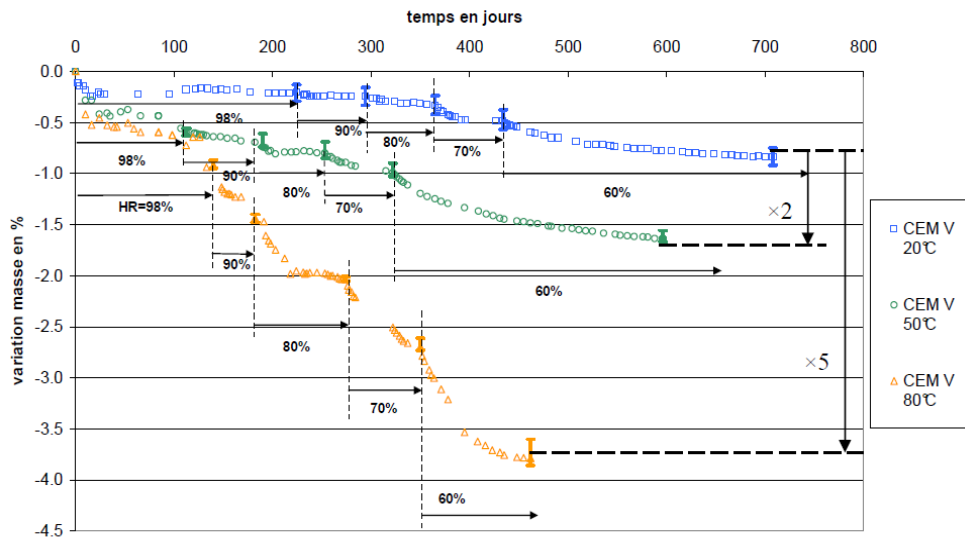


Figure I.12 : Cinétique de désaturation d'un béton à base du ciment CEM V en fonction de la température [62]

Outre le coefficient d'adsorption d'eau et le coefficient de diffusion, la perméabilité à l'eau liquide constitue un bon outil d'évaluation pour quantifier et prévoir l'aptitude des bétons au transport d'humidité.

I.3.2.3 Diffusivité hydrique dans le béton

Dans les structures des bâtiments, les transferts internes d'humidité peuvent se développer en phase gazeuse et/ou liquide [65], [66], [67]. La nature et l'intensité de ces transferts à l'échelle macroscopique dépendent des propriétés intrinsèques des matériaux utilisés qui peuvent induire des phénomènes particuliers. Néanmoins, trois mécanismes prédominants de migration de l'eau se dégagent [68] :

a) La diffusion moléculaire

Les matériaux poreux peuvent être définis par leur capacité à adsorber, retenir et désorber l'eau (capacité hygroscopique). Selon l'état hydrique du matériau poreux, les mécanismes d'adsorption peuvent se produire soit par adsorption surfacique (chimisorption ou physisorption), soit par condensation capillaire. L'adsorption se poursuit jusqu'à ce que la couche de molécules d'eau soit en équilibre thermodynamique avec la phase gazeuse. La quantité adsorbée sur les parois des pores dépend de la température et de la pression partielle de la vapeur d'eau contenue dans les pores. Selon l'état hydrique du matériau poreux, le transfert d'humidité peut être engendré par les actions indépendantes ou simultanées des

processus de perméation (écoulement liquide et/ou gazeux) et de diffusion (liquide ou vapeur) (§ I.2.5). En état de saturation l'écoulement est conditionné par l'existence d'un gradient de pression hydrostatique. En conditions insaturées, la phase gazeuse et la phase liquide cohabitent, et les deux modes de transport (écoulement et diffusion) peuvent se superposer. Ces deux modes de transport sont décrits respectivement par les lois de Darcy et de Fick.

▪ Flux d'humidité dans un matériau saturé

Lorsque le degré de saturation atteint 100 %, le réseau poreux connecté forme une phase capillaire continue. En admettant que la phase liquide soit incompressible, le transport ne sera que de type Darcéen (mouvement Darcéen de l'eau liquide). Par ailleurs, dans les matériaux cimentaires ayant une faible porosité, la vitesse des fluides dans le réseau poreux est faible et l'écoulement peut être supposé laminaire (§ I.3.5.2).

▪ Flux d'humidité dans un matériau insaturé

Lorsque le matériau est soumis au séchage, le matériau passe dans un état d'insaturation. La présence simultanée d'eau liquide et d'eau vapeur provoque le transport d'eau par perméation et/ou diffusion. Selon le degré de saturation du matériau (lorsque h_r de l'air ambiant augmente de 0 à 1), l'adsorption d'eau peut être divisée en 3 étapes : une étape d'adsorption monomoléculaire, une étape d'adsorption multimoléculaire et une étape de condensation capillaire (Figure. I.13). Avec la condensation capillaire, des chercheurs comme Goual et coll. [69], Tranle [70] et Collet et coll. [71]) pensent que l'adsorption de molécules d'eau sur la paroi des pores joue un rôle important dans la sorption de matériaux poreux lorsque l'humidité relative n'est pas très importante ($h_r < 0,4$).

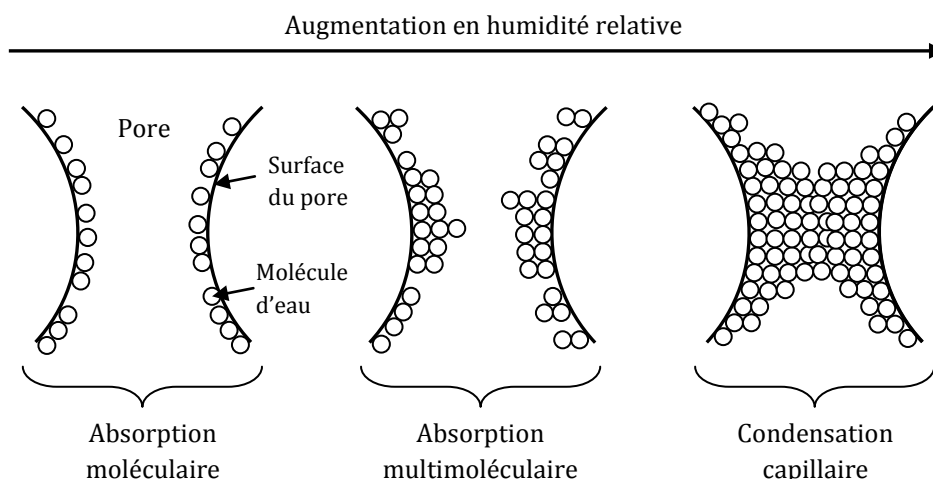


Figure I.13 : Schématisation du processus d'adsorption lorsque l'humidité relative ambiante augmente [71]

- Etape d'adsorption monomoléculaire

Lorsque l'humidité relative est faible ($h_r < 20\%$), la phase liquide n'existe que par l'adsorption physique d'un film d'eau sur les parois des pores. Les molécules de vapeur d'eau sont fermement adsorbées sur la paroi des pores sous l'effet des forces de Van der Waals. Une migration des molécules d'eau du film s'ajoute donc à la diffusion gazeuse. Pour des humidités relatives encore plus faibles (moindres que 10 %), le film d'eau se réduit à l'adsorption d'une couche uniquement monomoléculaire et dans ce cas seulement la diffusion gazeuse est possible.

- Etape d'adsorption multimoléculaire

Lorsque l'humidité relative est plus importante ($20\% < h_r < 75\%$), les molécules d'eau se forment sur la paroi des pores en multicouches : la deuxième couche de molécules d'eau s'adsorbe sur la première couche, ensuite, la troisième couche s'adsorbe sur la deuxième couche, etc. Alors, il se produit une adsorption pluri-moléculaire. On estime à 6 couches, le maximum de couches adsorbées les unes sur les autres [72].

- Etape de condensation capillaire

Lorsque l'humidité relative est très importante (plus que 75 %), un ménisque se forme à chaque extrémité des cols reliant les macropores (Figures. I.13 et I.14). Ce ménisque sur l'interface entre l'eau liquide et l'air, donne la condensation capillaire à cause de la différence entre l'humidité relative au-dessus du ménisque et l'humidité relative de l'air ambiant. Alors, les multicouches se joignent et forment un pont liquide jusqu'à remplir l'espace poreux. Il y a alors saturation et écoulement dans la phase condensée (Figure. I.14).

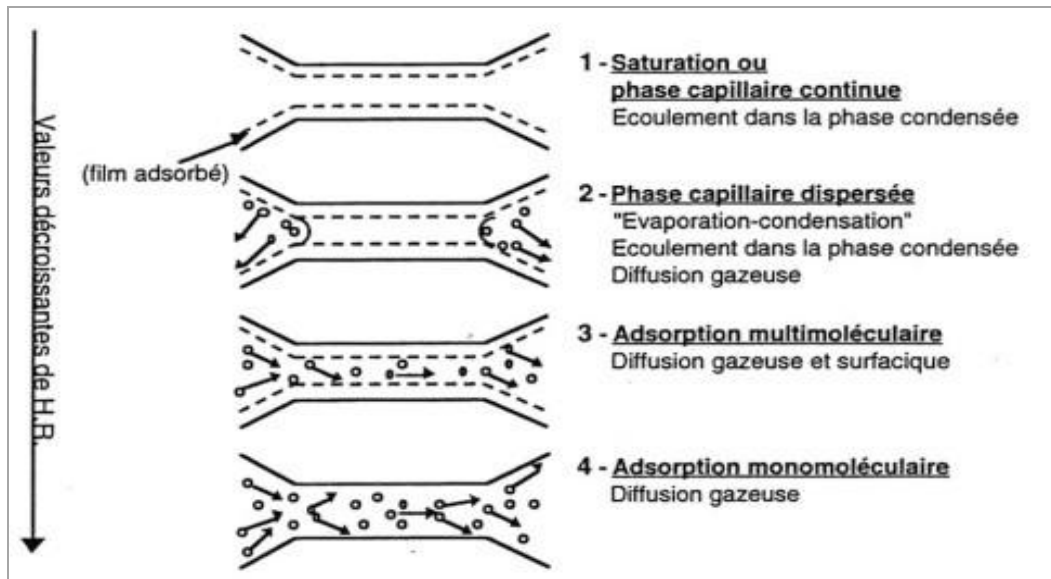


Figure I.14 : Schématisation du processus de désorption lorsque l'humidité relative ambiante diminue [04]

Par ailleurs, lorsque le nombre de couches d'eau adsorbée augmente, l'espace disponible à la vapeur d'eau pour diffuser diminue et donc la résistance au transport augmente. D'autre part, les forces d'attraction de la surface du solide diminuent et donc la résistance au transport diminue. Étant donné qu'une partie du transport de l'eau se fait sous phase vapeur, lorsque l'humidité relative dépasse une valeur seuil, les processus de condensation et d'évaporation aux extrémités des cols accélèrent fortement le processus de diffusion. Ce mécanisme est dominant pour des pores de dimension 50 nm – 10 µm [68], ce qui correspond typiquement à la taille des pores capillaires.

b) La diffusion de Knudsen

Les nanopores (de dimension inférieure à 50 nm) constituent une grande partie des pores de la pâte de ciment [47]. Les dimensions de ces pores sont plus faibles que le libre parcours moyen des molécules d'eau (environ 80 nm). Donc cette situation limite apparaît lorsque le libre parcours moyen est supérieur au diamètre du capillaire. On parle alors d'écoulement libre des molécules (free molecular flow) ou plus communément de « débit de Knudsen » [17]. Les collisions entre les molécules, ainsi que les collisions contre les parois des pores constituent alors la principale source de résistance à la diffusion des molécules d'eau (Figure. I.15a).

c) La diffusion surfacique

Ce mécanisme a lieu aussi dans les nano-pores, où les molécules d'eau sont soumises aux champs de force des parois des pores. Certaines molécules gazeuses entrent en collision avec la paroi des pores, restent ainsi adsorbées un certain temps et se désorbent par la suite [74]. Le processus de transport est gouverné par les sauts des molécules d'eau entre les sites d'adsorption (Figure. I.15b). Ce mécanisme a lieu principalement lorsque l'eau présente est essentiellement adsorbée, ce qui est le cas lorsque l'humidité relative est faible [68]. L'influence de cet écoulement sur le débit permanent de masse et de glissement est souvent négligée du fait du faible volume de cette couche adsorbée par rapport au volume poreux total [75]

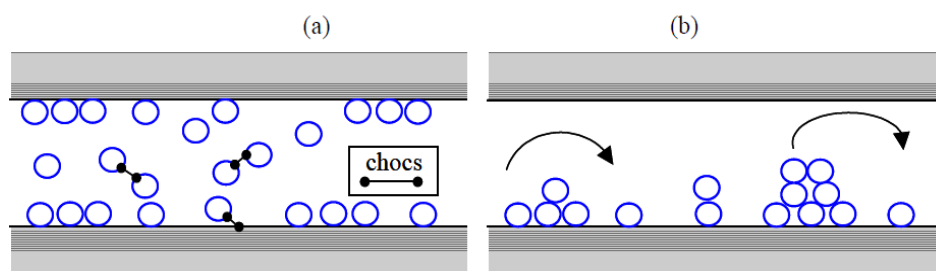


Figure. I.15 : La diffusion de Knudsen (a) et la diffusion surfacique (b) [68]

I.3.3 Compréhension des interactions eau-matrice : Isotherme de sorption

Le séchage des matériaux à matrice cimentaire met en jeu d'importants gradients de teneur en eau qui peuvent être mise en évidence par des expériences de sorption isotherme. Dans ces expériences, l'humidité relative h_r est contrôlée, tandis que le degré de saturation S_i ou la teneur en eau w sont mesurés. Les isothermes de sorption $h_r = h_r(S_i)$ ou $h_r = h_r(w)$ représentent à une température donnée et à l'équilibre, la quantité d'eau évaporable en fonction de l'humidité relative externe. Sorption est le terme général : l'état d'adsorption décrit la pénétration et l'enrichissement en adsorbat (vapeur d'eau par exemple) sur un adsorbant (le matériau cimentaire), et celui de désorption correspond à sa réduction [76], [77]. Alors, les isothermes de désorption et d'adsorption physique d'un gaz (de vapeur d'eau par exemple) permettent de quantifier les interactions eau-matrice et les interactions liquide-vapeur.

En maintenant la température constante, si l'on fait varier l'humidité relative d'une enceinte climatique dans laquelle un échantillon de béton est placé, le matériau sèche ou s'humidifie. Une augmentation d'humidité relative environnante crée un gain de poids (adsorption) et une

diminution d'humidité relative correspond à une évaporation d'eau liquide crée une perte de poids (désorption). La stabilisation du poids à chaque valeur d'humidité relative imposée permet d'obtenir l'isotherme d'adsorption ou de désorption. Si la courbe est obtenue quand l'humidité relative croît, nous l'appelons isotherme d'adsorption (gain de poids par humidification), à l'inverse, quand l'humidité relative décroît, nous l'appelons isotherme de désorption (perte de poids par séchage). Le schéma général d'une isotherme de sorption est représenté sur la (Figure. I.16) pour un béton ordinaire [78]. Les isothermes rendent compte des modes d'adsorption des matériaux poreux précédemment décrits (Figure. I.13).

La comparaison des résultats obtenus en désorption et en adsorption met en évidence l'existence d'une importante hystérésis entre les deux courbes [79]. Cette boucle d'hystérésis est expliquée par la structure des pores elle-même (la complexité du réseau poreux) [80] et à la présence d'une condensation capillaire discontinue dans les pores [81].

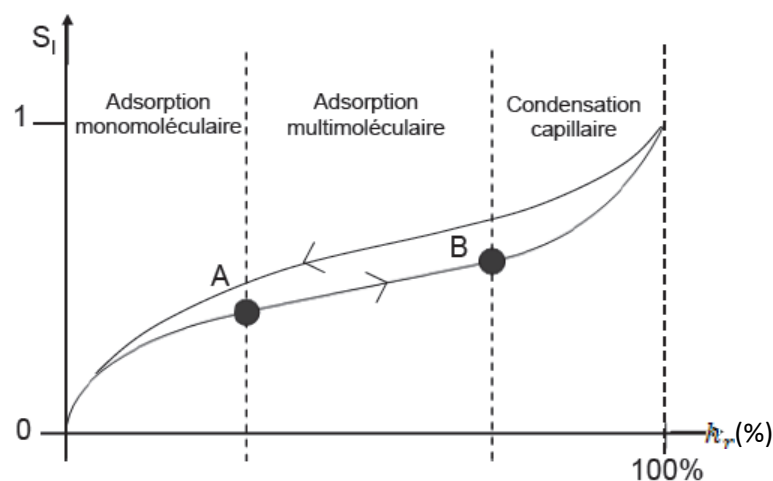


Figure I.16 : Isotherme de désorption d'un béton ordinaire [78]

Aux faibles h_r (entre l'origine et le point A), les molécules d'eau se fixent sur chacun des sites disponibles au sein des pores pour former une couche monomoléculaire exclusivement surfacique. Au point A, la monocouche est complète (tous les sites sont occupés). Entre les points A et B, plusieurs couches sont susceptibles de se former, l'adsorption est multimoléculaire (Figures. I.13 et I.14). Au-delà du point B, tout le réseau est rempli d'eau liquide. L'incurvation à forte humidité relative de l'isotherme est caractéristique des phénomènes de condensation capillaire [83].

L'isotherme de sorption dépend de la distribution des pores du milieu poreux. Pour ce milieu initialement sec, les pores plus petits vont être remplis plus tôt et les pores plus grands vont être remplis plus tard lorsque l'humidité relative de l'air ambiant augmente. Pour le milieu poreux initialement saturé, les pores plus grands vont être vidés plus tôt et les pores plus petits vont être vidés plus tard lorsque l'humidité relative de l'air ambiant diminue.

Pour des bétons ordinaires, dans le domaine des faibles humidités ($< 40\%$), l'isotherme est quasiment indépendante de la formulation puisque la porosité concernée n'est probablement pas très éloignée d'un béton à l'autre. Par contre pour les fortes humidités, c'est la composition et plus particulièrement la finesse du réseau poreux qui va conditionner l'isotherme. La Figure. I.17 rassemble les résultats de première désorption de trois types de béton à partir des études de Pihlajavaara, de Baroghel Bouny et de Verdier [84], [85], [28]. Les allures des isothermes restent similaires et les valeurs de la saturation à l'équilibre sont proches pour des bétons relativement comparables.

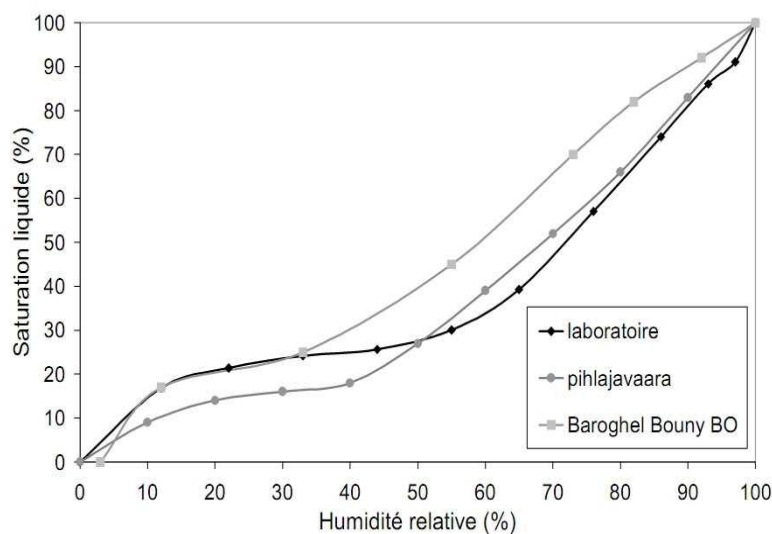


Figure. I.17 : Isothermes de première désorption pour différents bétons [28]

(Pihlajavaara pour un béton de $E/C=0.5$; Baroghel Bouny pour un béton ordinaire de $E/C=0.48$ et Verdier pour un béton de $E/C=0.48$).

Les isothermes de sorption sont donc des courbes donnant les valeurs à l'équilibre thermodynamique de la teneur en eau (évaporable) du matériau en fonction de l'humidité relative de l'air ambiant (du milieu) pour une température fixée. Elles fournissent une

véritable carte d'identité « hydro-structurale » du matériau poreux à l'équilibre [04], [86], [87].

À partir des expériences réalisés sur une très large gamme de matériaux depuis vingt ans et incluant des cycles dans différents domaines d'humidité relative, une base de données a été constituée, dans le but notamment d'analyser le phénomène d'hystérésis et l'influence des paramètres de formulation, de la température, et des dimensions des échantillons [86]. Ces données sont d'un intérêt majeur pour la compréhension du comportement hydrique des matériaux à base de ciment. Elles permettent notamment le calcul de coefficients de diffusion hydrique (§ I.3.5.1) et de la perméabilité à l'eau liquide (§ I.3.5.2 et § II.2.2.2). Ces données sont en outre indispensables pour la modélisation des transferts de masse (eau, ions, ... etc.).

I.3.4 Expression de la pression capillaire

À l'échelle d'un pore, lorsque l'eau liquide et le gaz coexistent, ces deux phases sont séparées par une interface courbe [17]. La pression est discontinue à la traversée de cette interface et la différence des pressions entre la phase non mouillante (P_g : pression totale de gaz (Pa)) et la phase mouillante (P_l : pression totale de l'eau liquide (Pa)) s'appelle la pression capillaire P_c :

$$P_c = P_g - P_l \quad (P_c \geq 0) \quad (I - 2)$$

Cette "dépression" capillaire ($-P_c$) est reliée à l'humidité relative par l'intermédiaire de l'équation bien connue de Kelvin (Eq. (I-3)). Lorsque le mélange gazeux, composé d'air sec et de vapeur d'eau, est en équilibre avec l'air extérieur et est donc à la pression atmosphérique, la loi de Kelvin s'écrit sous la forme :

$$-P_c = \frac{\rho_l \cdot R T}{M_v} \cdot \ln h_r \quad \text{avec : } \left(h_r = \frac{P_v}{P_{vs}} \right) \quad (I - 3)$$

Où ρ_l , R , T , M_v sont respectivement la masse volumique de l'eau liquide supposée incompressible (kg/m^3), la constante des gaz parfaits ($8,3144 \text{ J/mol.K}$), la température absolue (K) et la masse molaire de la vapeur (kg/mol). Ainsi, h_r est l'humidité relative définie comme le rapport de la pression de vapeur (P_v) à la pression de vapeur saturante dans le milieu à la température considérée (P_{vs}).

Dans une expérience de désorption isotherme, l'humidité relative h_r est contrôlée, tandis que le degré de saturation S_l est mesuré par pesée. À température donnée et à l'équilibre, l'humidité relative peut être ainsi expérimentalement déterminée en tant que fonction de S_l : c'est l'isotherme de désorption $h_r = h_r(S_l)$. La loi d'équilibre de Kelvin (Eq. (I-3)) permet d'en déduire la pression capillaire en tant que fonction du degré de saturation en eau liquide : c'est la courbe de pression capillaire $P_c = P_c(S_l)$. C'est généralement une courbe monotone décroissante du degré de saturation. La pression capillaire décroît d'une valeur maximum pouvant être infinie à une valeur minimum dite pression d'entrée d'air qui, lors d'un drainage est la pression capillaire au-delà de laquelle la saturation en eau liquide diminue effectivement. Dans le cas des matériaux peu perméables comme les bétons, quand la saturation en eau décroît, la pression capillaire devient trop élevée. Des résultats expérimentaux de cette nature [04], [88] sont reproduits sur la (Figure. I.18) pour un béton ordinaire de ciment portland (BO) avec un rapport E/C = 0.48

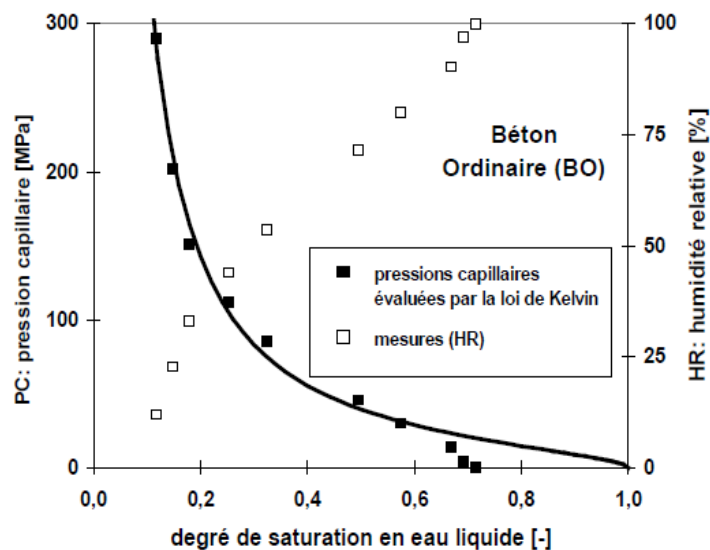


Figure I.18 : Courbe de pression capillaire déduite de l'isotherme de sorption [04], [88]

Ces résultats montrent que pour une humidité relative de l'ordre de 75 %, la pression capillaire ainsi déterminée atteint les 50 MPa.

I.3.5 Propriétés de transport - Coefficients de diffusion et perméabilités

I.3.5.1 Coefficient de diffusion hydrique

Outre les propriétés hydriques d'équilibre (§ I.3.3) et les caractéristiques de la structure poreuse (§ I.2.4), les propriétés de transport (coefficients de diffusion et de perméabilité) peuvent être quantifiées à partir des expériences de désorption et d'adsorption de vapeur d'eau. Par exemple, le coefficient de diffusion hydrique apparent D_a peut être directement déduit, sous certaines hypothèses, de l'analyse des courbes de variation relative de masse en fonction du temps, associées à chaque palier d'humidité relative réalisé pour obtenir les isothermes de désorption et d'adsorption de vapeur d'eau par la méthode des solutions salines saturées (cinétiques de désorption et d'adsorption de vapeur d'eau) [04], [89], [87]. D_a est le coefficient de transport global, fonction de h_r , qui intervient dans l'équation de diffusion non linéaire (équation de Richards, écrite en unidimensionnel selon la coordonnée spatiale x dans l'Eq. (I-4)) régissant le transport d'humidité (et par exemple plus particulièrement l'évolution du taux de saturation en eau liquide S_l) en conditions partiellement saturées ou non stationnaires [90] [91]:

$$\frac{\partial S_l}{\partial t} - \frac{\partial}{\partial x} \left(D_a(S_l) \frac{\partial S_l}{\partial x} \right) = 0 \quad (\text{I-4})$$

Cette équation (Eq. (I-4)) est classiquement introduite en invoquant deux hypothèses principales. Tout d'abord, le transport d'humidité en phase gazeuse (de vapeur d'eau) est supposé purement diffusif (i.e. l'écoulement convectif du gaz est négligé devant la diffusion de vapeur d'eau). Ensuite, la pression totale du gaz au sein du matériau (air sec + vapeur d'eau) est supposée (presque) constamment égale à la pression atmosphérique pendant l'échelle du temps de séchage. Sous ces deux hypothèses, Mainguy [92], sur la base des travaux de Philip et De Vries [93] et de travaux plus récents par [94], [95], a montré que le coefficient de diffusion hydrique apparent $D_a(S_l)$ s'exprimait sous la forme d'une somme de deux termes (Eq. (I-5)):

$$D_a(S_l) = D_l(S_l) + D_v(S_l) \quad (\text{I-5})$$

Avec :

$$D_l(S_l) = - \frac{dP_c}{dS_l} \cdot \frac{K_l}{P_{eau} \cdot \mu_l} K_{rl}(S_l) \quad (\text{I-6})$$

et

$$D_v(S_l) = -\frac{dP_c}{dS_l} \cdot \left(\frac{M}{\rho_l \cdot RT}\right)^2 \cdot D_{v0} \cdot f(S_l, P_{eau}) \frac{P_{vs}}{P_{eau}} \cdot \exp\left(\frac{M}{\rho_l \cdot RT} P_c(S_l)\right) \quad (I-7)$$

Où $K_{rl}(S_l)$ est la perméabilité relative à l'eau liquide (§ II.2.2.7), K_l est la perméabilité "intrinsèque" à l'eau liquide (c.à.d. perméabilité du matériau saturé), théoriquement indépendante du fluide, P_c est la pression capillaire, P_{eau} est la porosité accessible à l'eau du matériau, μ_l est la viscosité dynamique de l'eau liquide, R est la constante des gaz parfaits, M est la masse molaire de l'eau, ρ_l est la densité de l'eau liquide, et P_{vs} est la pression de vapeur saturante à la température T considérée. Les Eqs. (I-5), (I-6) et (I-7) indiquent que, en sus des interactions vapeur d'eau – eau liquide – matrice (sorption), le transport total de l'humidité en fonction de la saturation du matériau ($D_a(S_l)$) inclut implicitement deux modes de transport de l'humidité, qui sont couplés et qui agissent simultanément sous l'hypothèse de pression de gaz constante :

Le transport (convectif) de l'eau liquide selon la loi de Darcy, régi par la perméabilité du milieu non saturé $K_l \cdot K_{rl}(S_l)$. Le terme $D_l(S_l)$ est associé à ce mode de transport.

Le transport (diffusif) de la vapeur d'eau (du gaz) selon la loi de Fick, régi par le coefficient de diffusion effectif de la vapeur d'eau dans le milieu poreux ($D_{vs}(S_l) = D_{v0} \cdot f(S_l, P_{eau})$), où D_{v0} est le coefficient de diffusion libre (hors milieu poreux) de la vapeur d'eau dans l'air et $f(S_l, P_{eau})$ est le facteur de résistance, qui prend en compte à la fois les effets de tortuosité et la réduction de l'espace offert à la diffusion du gaz dans un milieu poreux partiellement saturé, comparé à la diffusion libre dans l'air. Le terme $D_v(S_l)$ est associé à ce mode de transport.

Selon le matériau considéré et son état de saturation, un processus ou l'autre peut être prépondérant. Dans le cas général, la diffusion de la vapeur d'eau prédomine dans le domaine des faibles valeurs de S_l , tandis que le transport sous forme liquide est prépondérant dans le domaine des valeurs élevées de S_l , pour les mêmes raisons qui expliquent l'évolution des

perméabilités relatives à l'eau liquide et aux gaz en fonction de S_l . Cependant, dans le cas de la vapeur d'eau, le problème est plus complexe (que dans le cas de l'azote ou de l'oxygène par exemple), vu que sous les hypothèses précédemment mentionnées, son transport est couplé à celui de l'eau liquide. Les variations de coefficient de diffusion hydrique apparent (D_a) observées en fonction de S_l peuvent donc s'expliquer par les variations en fonction de S_l observées sur D_v dans le domaine $0 \leq S_l \leq 0.5$ [87] et sur la perméabilité relative à l'eau (K_{rl}) dans le domaine $0.5 \leq S_l \leq 1$. De plus, le minimum observé expérimentalement pour D_a est cohérent avec la diminution, dans le domaine des S_l intermédiaires, des deux coefficients, et donc du transport global (convectif + diffusif). Ce minimum correspond à la transition entre un transport dominé par un écoulement de Darcy à des S_l élevés, et un transport dominé par la diffusion de vapeur d'eau à des S_l faibles, et résulte du fait que la diffusion de vapeur augmente quand le degré de saturation (S_l) diminue, compte tenu de la diminution du nombre de pores bloqués par la phase liquide discontinue.

On peut en conclure qu'il apparaît plus approprié, pour une meilleure compréhension des processus de transport de l'humidité, et en particulier pour étudier la contribution relative de chaque mode de transport en fonction de la structure poreuse et du taux de saturation, d'évaluer $D_v(S_l)$ et $K_l \cdot K_{rl}(S_l)$ séparément, au lieu de mesurer un coefficient global.

En l'état des connaissances et de la pratique (absence de méthode harmonisée et validée), il a donc été conclu que les coefficients de diffusion hydriques ne pouvaient, de façon générale, être considérés comme des indicateurs de durabilité [90]. Néanmoins, lorsque la signification physique et les conditions d'essai sont bien maîtrisées, ces coefficients peuvent être très utiles pour l'analyse des mécanismes de transfert hydrique.

I.3.5.2 Perméabilité aux gaz et aux liquides – Loi de Darcy

La perméabilité « k » d'un milieu poreux correspond à son aptitude à se laisser traverser par un fluide (liquide ou gaz) sous l'effet d'un gradient de pression. La perméabilité représente un indicateur important de la durabilité du béton. Elle dépend fortement du réseau poreux et de sa connectivité. Plus la valeur de « k » est élevée, plus le matériau est perméable et, inversement, plus la valeur de « k » est faible, plus le matériau est imperméable.

La perméabilité « k » est définie par la relation de DARCY (Figure I.19) qui exprime le débit volumique Q d'un fluide de viscosité μ qui traverse une épaisseur dZ de matière de section apparente A sous la différence de pression dP :

$$Q = -k \frac{A dP}{\mu dZ}$$

Equation I.7

Avec :

Q = débit volumique du fluide (m³/s),

μ = viscosité dynamique (Pa.s)

k = perméabilité du milieu (m²).

A = aire apparente du matériau (m²)

(dP / dZ) = gradient de pression

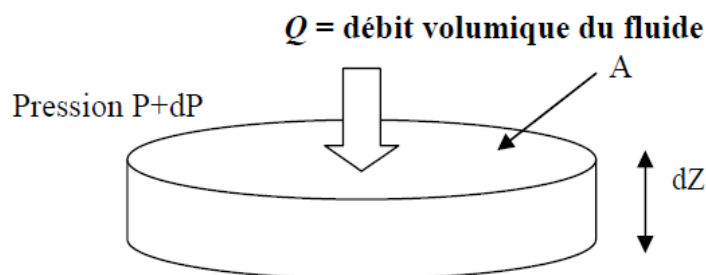


Figure I.19 : Loi de Darcy sur un élément de volume

Dans le cas du béton, on peut mesurer expérimentalement la valeur K en utilisant des appareils spécialement conçus à cet effet. En pratique, des méthodes différentes sont utilisées pour mesurer la perméabilité à l'eau et au gaz du béton.

I.4 Les additions minérales

I.4.1 Quantité d'additions minérales dans les bétons

L'introduction d'additions minérales entraîne une modification de la porosité de la matrice cimentaire et influence les caractéristiques rhéologiques et mécaniques du béton [96].

La quantité de pâte joue un rôle important dans la fluidité car l'ajout de fines réduit les interactions entre les plus gros grains. Il est donc nécessaire dans le cas des bétons de remplacer une partie du ciment par des additions minérales. Différentes additions sont citées dans la littérature, les plus courantes sont :

- Cendres volantes,
- Laitiers de hauts fourneaux,
- Fumées de silice,
- Fillers calcaires.

Elles sont utilisées en général pour diminuer le coût du béton en remplacement d'une partie du ciment, ou pour améliorer la continuité du squelette granulaire, réduire les problèmes de ressuage et/ou ségrégation et ainsi éviter des chaleurs d'hydratation trop grandes. Ce sont les exigences de résistance à la compression, les critères de durabilité (DTU 21, normes XP P 18-305 ou EN 206, etc.) et les paramètres d'ouvrabilité (fluidité) qui déterminent le choix de ces additions et leur proportion respective.

I.4.1.1 Fillers calcaires

Elles sont soumises à la Norme NFP 18 508 qui les définit comme des « produits secs finement divisés », obtenus par broyage, et/ou sélection, provenant de gisements de roches calcaires [97] [98]. Les fillers calcaires cumulent trois propriétés intéressantes : une certaine activité hydraulique, des éléments de faible dimension qui permettent un remplissage granulaire efficace et un faible coût [99] [100].

L'industrie des matériaux de constructions issus des carrières est toujours accompagnée par des produits secondaires (fillers calcaires) ou des déchets qui ont une incidence directe sur l'environnement. Le but est donc de valoriser ces déchets afin de les utiliser dans le domaine du génie civil [99] [100]. En Algérie plus de mille unités produisent annuellement 68 millions de tonnes de granulats, de nature calcaire. Malheureusement, plus de 20% des sables produits sont impropres à l'utilisation comme sable de construction du fait d'une teneur en fines ($d \leq 80\mu\text{m}$) supérieure à 12 % (limite normative actuelle). De même, les fillers calcaires, qui résultent aussi du processus de concassage et de broyage des roches calcaires, sont considérés comme des résidus inutilisables et donc inexploitable [99] [100]. Les fillers calcaires peuvent avoir plusieurs rôles :

1. Un rôle de remplissage en corrigeant la granulométrie des éléments fins du ciment ;
2. Un rôle rhéologique par leur pouvoir fluidifiant sur la pâte interstitielle ;
3. Un rôle chimique et physique par augmentation des résistances et amélioration de la durabilité [99] [100].
4. Un rôle de densification sur le béton

I.4.1.2 Cendres volantes

Ce sont une poudre fine constituée principalement de particules vitreuses de forme sphérique, dérivées de la combustion du charbon pulvérisé, ayant des propriétés pouzzolaniques (capacité de fixer la chaux libérée par l'hydratation du ciment) et composées essentiellement de SiO_2 et Al_2O_3 . L'expression cendre volante désigne les cendres récupérées dans la cheminée par opposition aux cendres de foyer. Leur composition chimique les classe dans la catégorie dite des cendres silicoalumineuses. Les cendres calciques, sulfocalciques ou silicocalciques sont exclues de la norme NF EN 450, car la présence de chaux et/ou de sulfates dans ces cendres peut poser des problèmes sérieux de durabilité [101] [102].

I.4.1.3 Fumées de silice

Les fumées de silice sont formées de particules sphériques très fines ($D_{50} \approx 0,1 \mu\text{m}$) ayant une très haute teneur en silice amorphe. Elles proviennent de la réduction de quartz de grande pureté par du charbon dans des fours à arc électrique utilisés pour la production de silicium et d'alliages de ferrosilicium. Elles doivent contenir au minimum 85% (en masse) de silicate amorphe pour qu'elles entrent dans la fabrication du ciment. Les grains ont la forme de sphères quasi-parfaites, la granulométrie s'étend de $1/1000 \mu\text{m}$ jusqu'à quelques microns, avec une taille moyenne de $0.2 \mu\text{m}$.

Selon Traetteberg [103], un taux d'incorporation de fumée de silice supérieur à 25 % permet la consommation totale de la portlandite par réaction pouzzolanique. Le taux de substitution du ciment par de la fumée de silice dans les ciments commerciaux reste faible (10 %, limite imposée par la norme EN 197-1) de manière à conserver un caractère suffisamment basique au béton permettant de garantir la passivité des armatures.

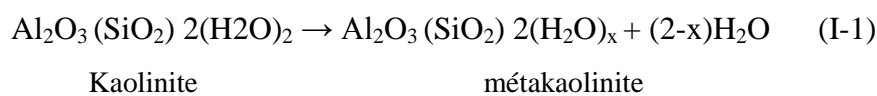
I.4.1.4 Laitier de hauts fourneaux

Il provient du broyage du laitier vitrifié, lui-même obtenu par la trempe du laitier de haut fourneau en fusion. Le laitier contient de la chaux (45 à 50 %), de la silice (25 à 30 %), de l'alumine (15 à 20 %) et 10% environ de magnésie d'oxydes divers et de manganèse [104] [98]. La norme NF F506 fournit des spécifications concernant son utilisation qui permet de diminuer la quantité de chaleur dégagée lors de l'hydratation du ciment, d'augmenter les hydrates dans la pâte, donc de diminuer la perméabilité du béton durci et améliorer sa durabilité aux sulfates et à l'eau de mer.

I.4.1.5 Les Métakaolins

La kaolinite est un aluminosilicate qui est largement utilisé comme matériau de construction. La cuisson de cette argile permet de créer un matériau de construction : le métakaolin issu de cette activation thermique. Il devient une pouzzolane de synthèse utilisée comme addition minérale dans les liants hydrauliques. Le métakaolin est un matériau possédant un potentiel élevé d'activité pouzzolanique.

La calcination de la kaolinite et sa transformation en métakaolin peut être effectuée entre 600 et 800 °C. La température de calcination dépend du degré de pureté en kaolin [105] [106] (Gniewek 1987, Brindley 1967, Horvath 1980). Durant ce processus il se produit la réaction donnée par la formule I-1:



Le composé formé est la métakaolinite (kaolinite calcinée). Selon le taux de pureté du kaolin initial, le métakaolin formé peut contenir d'autres phases mineures telles que le quartz ou les feldspaths...etc.

La durée du traitement thermique est couramment de cinq heures dans un four rotatif. Lorsque l'argile kaolinique est montée en température, son système cristallin se transforme et selon la température à laquelle est arrêtée la calcination, nous obtenons différentes espèces comme le présente la figure I.20

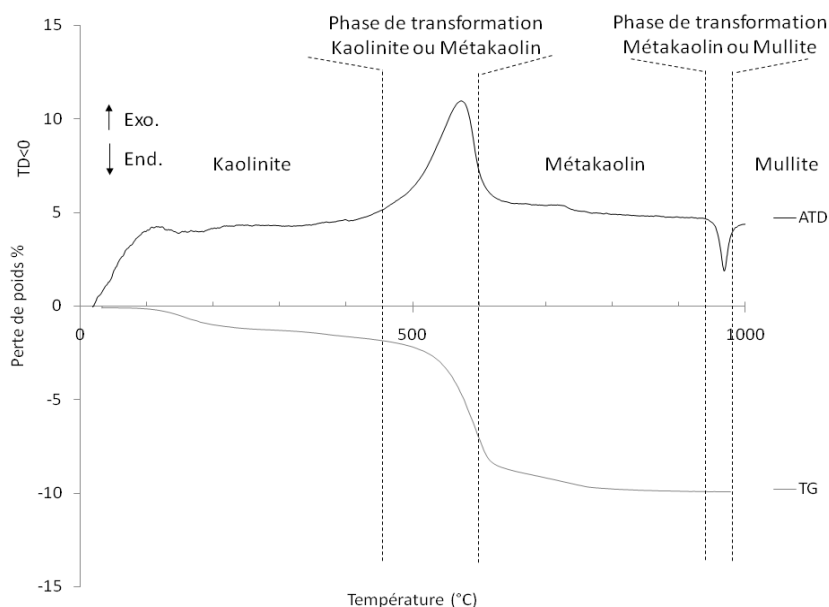


Figure I.20 : Spectres d'analyse thermique (ATG/ATD) de la kaolinite [106]

I.5 Conclusion

Les processus de transport des différentes espèces, qui ont lieu dans le béton, sont régis par la loi de Darcy. Celui intervenant le plus systématiquement est certainement le transport de l'eau liquide lors du séchage naturel du béton.

Lorsque les transferts de fluides dans le béton sont susceptibles d'avoir lieu sous formes gazeuse et liquide, il est important de quantifier à la fois la perméabilité aux gaz et celle aux liquides, notamment à l'eau (étant donné que dans la pratique on n'a pas forcément coïncidence entre ces deux paramètres pour les bétons, avec les méthodes de détermination utilisées. La perméabilité aux gaz et la perméabilité à l'eau liquide apparaissent donc comme des indicateurs généraux de durabilité.



Chapitre : 2

LA DURABILITE DES BETONS

CHAPITRE II : La durabilité des bétons

II.1 Introduction

Suite aux caractéristiques mécaniques présentées dans le chapitre précédent, d'autres propriétés des bétons non moins importantes sont ceux de la durabilité. En effet, bien que la résistance mécanique ait été choisie comme critère d'équivalence entre les divers bétons, l'aboutissement de cette étude concerne l'estimation de la durabilité des bétons.

La durabilité peut être, donc, définie comme la résistance du béton aux agressions chimiques ou physiques, en maintenant son comportement et ses performances dans de bonnes conditions de service prévus pour l'ouvrage. Généralement, les agressions chimiques sur le béton affectent d'abord la pâte de ciment. Le béton, le mortier ainsi que la pâte de ciment hydraté, peuvent être considérés comme des matériaux multiphasiques composés d'une phase solide (squelette poreux comme les granulats et hydrates) et d'une phase liquide (solution interstitielle) et d'une phase gazeuse (air sec, vapeur d'eau, CO₂ ...) se trouvant à l'intérieur du matériau solide [107] [108].

II.2 Facteurs influençant la durabilité

La durabilité peut être altérée par diverses actions physiques ou chimiques néfastes qui font intervenir l'écoulement de fluides (liquides ou gaz) à travers le béton. Par conséquent, la caractérisation dimensionnelle des bétons vibrés nécessitent la détermination de certaines propriétés physico-chimiques.

Le mécanisme de dégradation chimique du béton consiste à une décalcification progressive du béton au cours du temps en contact avec un environnement agressif. Cette dégradation provoque une augmentation de la porosité du béton qui modifie ces propriétés physico-chimiques et mécaniques. D'une part cette augmentation de porosité accélère le processus de transport (perméabilité ou diffusion) de matières et entraîne une accélération de la dissolution des hydrates (notamment la portlandite). D'autre part, ceci induit une modification des propriétés mécaniques comme la perte de résistance et la perte de rigidité. En plus, les sollicitations mécaniques créent des microfissures qui peuvent être des facteurs accélérant le processus de dégradation chimique.

La perméabilité, la diffusion et l'absorption sont les trois principaux processus qui peuvent amener des substances agressives à pénétrer dans le béton et affecter ses qualités mécaniques et protectrices (à l'égard de la corrosion des armatures principalement). La perméabilité concerne le transfert de matière dû à un gradient de pression, la diffusion est le mécanisme par lequel un fluide se déplace sous l'action d'un gradient de concentration et l'absorption est le résultat de différence de tension de surface dans les capillaires. D'autre part, les trois fluides naturels qui peuvent se déplacer selon les processus mentionnés ci-dessus et remettre en cause la durabilité du béton sont : l'oxygène, l'eau (contenant ou non des ions agressifs) et le dioxyde de carbone.

La durabilité du béton dépend donc de sa capacité à résister à la pénétration de ces fluides à l'intérieur du matériau suivant les trois mécanismes d'écoulement possibles.

Bien que dans la réalité les différents mécanismes de transfert agissent simultanément, ceux-ci sont examinés (en laboratoire) séparément afin d'apprécier les propriétés fondamentales en jeu. Différents essais ont donc été réalisés pour quantifier les propriétés révélatrices de ces processus de dégradation physico-chimique du matériau béton. La durabilité en général est relative aux paramètres de composition en terme de compacité et de nature chimique du liant (et de la minéralogie des granulats pour l'alcali-réaction). Les règles applicables pour les bétons courants sont les (norme XP 18-305 maintenant NF EN 206-1).

Les données de la littérature dans ce domaine concernent la microstructure des bétons, la perméabilité (aux gaz), la migration des ions chlore, l'absorption d'eau, la carbonatation et leur résistance au gel – dégel, la pénétration d'agents agressifs qui peut conduire à l'amorçage (et au développement) du processus de corrosion des armatures, Les réactions chimiques internes, mettant en jeu des espèces issues du milieu environnant ou déjà présentes dans le matériau, telles que l'alcali-réaction ou les attaques sulfatiques, sources de gonflement et de fissuration du béton. Les caractéristiques microstructurales des bétons sont principalement influencées par :

- ✓ un volume de pâte,
- ✓ la présence d'additions en quantité importante,
- ✓ un réseau de bulles d'air plus ou moins dense.

L'influence des additions sur la matrice cimentaire dépend de la taille des particules, de leurs compositions chimiques et minéralogiques. Les plus fines d'entre elles permettent d'accroître

la compacité du squelette granulaire et aussi de diminuer l'épaisseur et la porosité des auréoles de transition (interfaces pâte – granulats, zone plus poreuse avec des pores plus gros). En ce qui concerne la densité du réseau de bulles d'air, celle-ci dépend de l'utilisation ou non d'un entraîneur d'air spécifique mais également de l'effet entraîneur d'air du superplastifiant et/ou de l'agent de viscosité utilisés. La durée de malaxage est également un facteur important : un malaxage prolongé peut multiplier par deux le volume d'air occlus.

II.3 Les attaques chimiques des bétons

Les agressions chimiques que peuvent rencontrer les matériaux à matrice cimentaires sont très variées. De part sa porosité et la composition chimique de la solution interstitielle, des échanges de matière peuvent se produire et être à l'origine d'une évolution de la composition solide de la pâte de ciment. Ces phénomènes de transport et de réaction s'effectuent à l'échelle de la microstructure de la pâte de ciment [107]. Parmi une multitude de causes de dégradation des matériaux cimentaires, figurent les attaques par les acides, par les sulfates et par le dioxyde de carbone.

II.3.1 Actions des acides

Les environnements agressifs du point de vue de la lixiviation et des attaques acides peuvent être assez variés, et combinés à d'autres types d'agressions. Mais les eaux en contact avec le béton ont en commun d'être faiblement minéralisées, en particulier en calcium, et neutres (pH = 7) voire acides (pH <7).

Le mécanisme de dégradation induit, provient de ces gradients de concentration entre les eaux agressives et la solution interstitielle du béton, d'un pH supérieur à 12 donc basique, et riche en calcium. Les principales espèces lixiviées sont de ce fait les ions calcium Ca^{2+} et hydroxyde OH^- [109]. Leur transport vers le milieu extérieur est donc diffusif, ce qu'ont permis de confirmer les modélisations du phénomène [110] [111].

La solution interstitielle n'étant plus saturée en ions calcium et en hydroxyde, les composés solides contenant ces espèces se dissolvent. La teneur en calcium des produits solides décroît avec la diminution de la concentration en calcium dans la solution porale. La lixiviation commence par la dissolution de la portlandite, puis des monosulfoaluminates, l'ettringite et les C-S-H se décalcifient [109] [110] [98].

II.3.1.1 Sources des acides

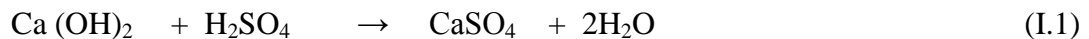
Les milieux acides les plus fréquents sont :

- Les eaux naturelles dans les tourbières et les marécages, où le pH peut s'abaisser jusqu'à 4 ;
- Les milieux industriels : dans les industries chimiques ainsi que les industries agroalimentaires ;
- Les réseaux d'égouts : l'activité bactérienne conduit au dégagement d'hydrogène sulfuré par la transformation des produits soufrés qui, combiné à l'humidité atmosphérique se condensent sous forme d'acide sulfurique qui va attaquer le béton.
- Les pluies acides, qui contiennent principalement de l'acide sulfurique et de l'acide nitrique, ayant un pH entre 4.0 et 4.5, peuvent provoquer la dégradation de la surface exposée du béton.

II.3.1.2 Mécanisme d'attaque

En général, on peut établir qu'un acide est d'autant plus nuisible que les sels de calcium formés sont plus facilement solubles.

L'acide sulfurique (formule I.1) est relativement inoffensif, car les sulfates de calcium sont difficilement solubles dans l'eau. Mais les ions de sulfate jouent en l'occurrence un rôle nuisible pour le béton (gonflement dû aux sulfates).



Hydroxyde de calcium + acide sulfurique → sulfate de calcium + eau

L'acide sulfurique réagit donc avec la chaux libre dans le béton et forme du gypse. Cette réaction est associée à une augmentation du volume du béton. Une action bien plus destructive est la réaction entre l'aluminate de calcium et les cristaux formés de gypse. Ces deux produits forment l'ettringite ($3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaSO}_4 \cdot 32\text{H}_2\text{O}$) moins soluble dans l'eau.

L'acide chlorhydrique fait partie des substances très agressives, car le sel correspondant (chlorure de calcium) est très facilement soluble dans l'eau. La formule I.2 décrit la réaction entre l'acide chloridrique et la portlandite.



Hydroxyde de calcium + acide chlorhydrique → chlorure de calcium + eau

Les acides inorganiques forts ne réagissent pas uniquement avec l'hydroxyde de calcium. Ils attaquent également les autres composants de la pâte de ciment durcie, en formant des sels

calciques, aluminiques ou ferriques, ainsi que des acides siliciques colloïdaux (gels de silice) [100].

II.3.1.3 Influence des ajouts minéraux sur la résistance des bétons aux attaques acides

Les liants pauvres en CaO sont souvent préconisés car ils interviennent à deux niveaux dans le mécanisme de lixiviation et de l'attaque acide. D'une part, ils génèrent une teneur plus faible en portlandite dont la dissolution engendre une augmentation de la porosité et des CSH plus denses et stables. D'autre part, à porosité globale identique, la morphologie du réseau poreux serait différente, et globalement cela se traduirait par une porosité capillaire et des coefficients de diffusion plus faibles [102]. Ainsi les liants comprenant des additions pouzzolaniques telles que les fumées de silice ou les cendres volantes font preuve d'une meilleure résistance à la lixiviation et aux attaques acides [103] [112]. La littérature est riche en résultats sur l'effet des ajouts minéraux sur la résistance des matériaux cimentaires dans les milieux acides, nous citons à titre d'exemple quelques travaux essentiels :

Kostuch et al [113] ont montré qu'en substituant 10% de métakaolin la résistance aux attaques acides est augmentée. Il associe ce phénomène à deux paramètres qu'induit la substitution de métakaolin dans la matrice cimentaire :

- Le métakaolin diminue le coefficient de transfert donc l'avancée de la solution acide.
- La réaction pouzzolanique transforme la Portlandite en CSH qui a un coefficient de solubilité plus bas et donc améliore la résistance du béton envers ces attaques.

Enfin, d'après Roy [114], la résistance aux attaques acides des liants avec métakaolin augmente avec le taux de substitution. La perte de masse diminue de 4,5 % à 2 % lorsque le taux de substitution augmente de 7,5 à 22,5 %.

Rahmani et Ramzaniyanpour [115] ont suivi la perte de masse des mortiers et bétons soumis à l'attaque de l'acide sulfurique. Leurs résultats (Figure I.21), après 6 mois d'immersion, montrent une perte de masse de 17,8 % pour le béton à base de filler (C2), de 18,6% pour l'addition binaire filler + fumée de silice (C3) et de 10 % pour le filler + pouzzolane naturelle (C4). Pour les bétons témoins (C1), la perte de masse était plus importante, cependant l'addition binaire filler + pouzzolane naturelle (C4) conserve sa meilleure résistance dans un environnement d'acide sulfurique.

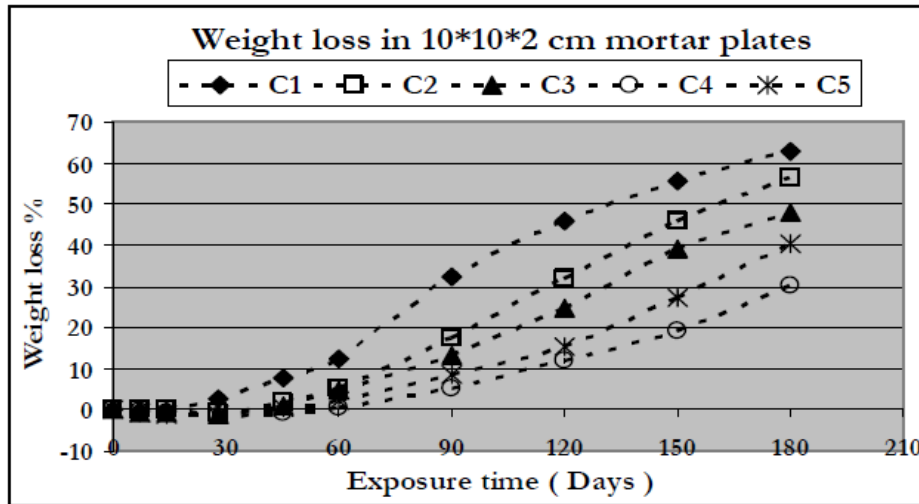


Figure I. 21 : Perte de masse en fonction de temps d'immersion dans l'acide sulfurique [115]

Ghrici et al. [116] ont trouvé que le filler calcaire présente une meilleure résistance dans la solution d'acide sulfurique que celle avec de l'addition pouzzolane naturelle et l'addition binaire pouzzolane naturelle + filler calcaire. Cependant dans la solution d'acide chlorhydrique le béton à base de pouzzolane naturelle présente une faible perte de masse.

Tamimi [117] a remarqué que la substitution de ciment par 50 % de cendre volante est très bénéfique en terme de résistance des bétons à haute performance vis-à-vis de l'acide sulfurique et de l'acide chlorhydrique. Avec 60 %, l'effet positif de cendre volante diminue et la perte de masse augmente.

D'après les travaux de Rackel [118] (Figure I.22), les pâtes avec métakaolin sont moins résistantes à l'attaque vis-à-vis de l'acide citrique que celle avec 100% de CEMI

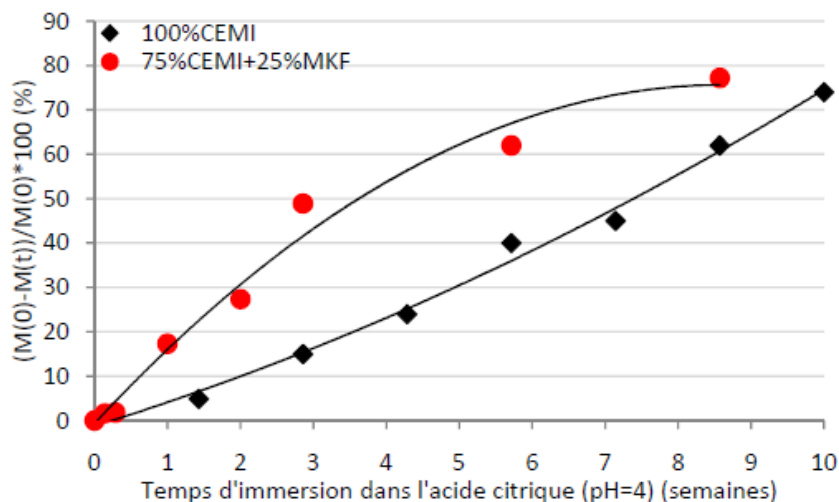


Figure I.22 : Cinétique de dégradation des pâtes en immersion dans l'acide citrique [118]

D'un point de vue des attaques à l'acide citrique, les matrices avec métakaolin sont, d'après les résultats, moins résistante [118]. La seule hypothèse pour expliquer ce phénomène est la pression des sels d'acide citrique. Les sels se formant dans les pores de la matrice, exercent une pression capable de la fissurer.

Comme les pores sont plus fins dans les matrices avec métakaolins la matrice subit plus rapidement cette pression, ce qui accélère la ruine des éprouvettes, comparée à celles avec 100% de CEMI.

II.3.2 Actions des sulfates

Les ions sulfates sont présents de façon naturelle dans certains sols et eaux souterraines. Les attaques sulfatiques sont dites externes quand les ions sulfates proviennent de l'environnement. Ainsi, ce type de dégradation est considéré comme une action environnementale, dans la définition des classes d'exposition – XA, environnements chimiquement agressifs [98].

L'attaque sulfatique externe est souvent combinée avec l'attaque par le cation correspondant, selon la provenance des sulfates, qui peuvent réagir avec certains granulats ou fillers, ou avec les CSH ou la portlandite, et contribuer davantage à la dégradation du béton. De plus, l'attaque par les sulfates externes peut être combinée à une attaque par l'acide, ce qui accélère également la destruction de la pâte hydratée.

II.3.2.1 Source des sulfates

Les sulfates peuvent être d'origine naturelle, biologique ou provenir de pollutions domestiques et industrielles. Dans certaines régions où les sols contiennent du gypse ($\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$) ou de l'anhydrite (CaSO_4), on peut rencontrer des concentrations élevées (>5%) telles que :

- Afrique du Nord
- Prairies Canadiennes
- Région parisienne : Na_2SO_4 (58g/l), $\text{Na}_2\text{SO}_4 \cdot 10\text{H}_2\text{O}$ (194g/l), $\text{MgSO}_4 \cdot 6\text{H}_2\text{O}$ (440g/l) et CaSO_4 (2,1g/l)

Les eaux souterraines en contact avec ces sulfates peuvent se charger en ions SO_4^{-2} . Les sols alluviaux ou argileux peuvent aussi contenir des pyrites qui s'oxydent en sulfates au contact de l'air et de l'humidité avec la formation d'acide sulfurique. Les sulfates peuvent aussi provenir de la décomposition biologique aérobie de substances organiques contenant du soufre (engrais, plantes).

Les sources de sulfates peuvent aussi être internes:

- Contamination des granulats par du plâtre
- Granulats gypseux
- Sulfures dans certains granulats

II.3.2.2 Mécanisme d'attaque

Des roches et des minéraux naturels provenant des sulfates de calcium (gypse $\text{CaSOB}_{4B} \cdot 2\text{HB}_{2B}\text{O}$ et anhydrite CaSOB_{4B}), et des sulfates de magnésium (epsomite $\text{MgSOB}_{4B} \cdot 2\text{HB}_{2B}\text{O}$) forment la source externe de sulfates la plus présente dans la nature. Cependant, ce n'est que lorsque ces sulfates sont dissous dans l'eau (souterraine ou autre) qu'ils présentent un danger potentiel pour pénétrer dans la matrice du béton, réagir avec les hydrates et changer leur structure.

Dans le cas du sulfate de sodium, les réactions chimiques se présentent comme suit [119] :

- **Formation du gypse secondaire :** (formule I.3)

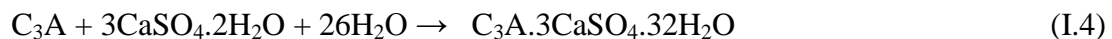


NaOH : Alcalinité élevée \rightarrow stabilisation des CSH.

$\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$: Produit expansif mais qui se forme uniquement dans les espaces internes de la pâte de ciment hydraté. Dans la majorité des cas, il n'y a pas ou peu d'expansion. Cependant, son dispositif agit pour diminuer la résistance et l'adhérence de la pâte de ciment due à la dissolution de la portlandite CH et le gel et la décalcification du C-S-H qui est responsable des propriétés liantes de la pâte de ciment [120].

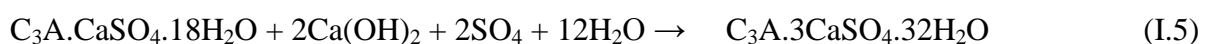
- **Formation d'ettringite secondaire :**

a) À partir du C_3A anhydre résiduel: (formule I.4)

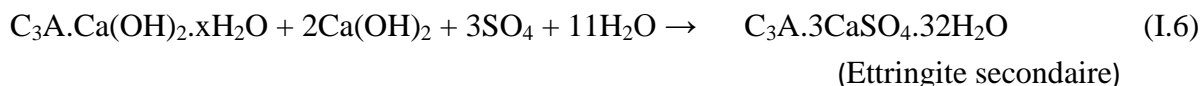


(Ettringite secondaire)

b) À partir des aluminates hydratés : (formules I.5 et I.6)



(Ettringite secondaire)



La précipitation de l'ettringite secondaire conduit à la formation de cristaux très fins (ettringite non fibreuse de nature colloïdale) dont le volume molaire est de 3 à 8 fois supérieures au volume du solide initial.

La Figure I.23 schématise le mécanisme proposé par Santhanam et al [121] dans le cas de l'attaque par les sulfates de sodium. L'étape 1 décrit l'état initial du processus. Dans le cas d'une solution à bas pH (6-8), le temps du déclenchement de l'expansion est réduit [122] [123]. Toutefois, le taux d'expansion après cette initiation (au cours de l'étape 2), n'est pas différente lorsque le pH est faible [123]. Dans l'étape 2, le gypse et l'ettringite commencent à se former à la surface. Ainsi, comme il est décrit dans l'étape 3, une force de compression résultante est produite à la surface. Des fissures à l'intérieur du mortier sont provoquées (étape 4) avec un dépôt de produits au niveau des fissures et même dans la pâte. Le gypse se dépose dans les fissures et dans les vides parce que ceux-ci fournissent les meilleurs sites de nucléation. Il existe trois zones distinctes dans le mortier : zone de surface désintégrée, la zone de dépôt des produits d'attaque, et à l'intérieur la zone de fissures qui est chimiquement inchangée.

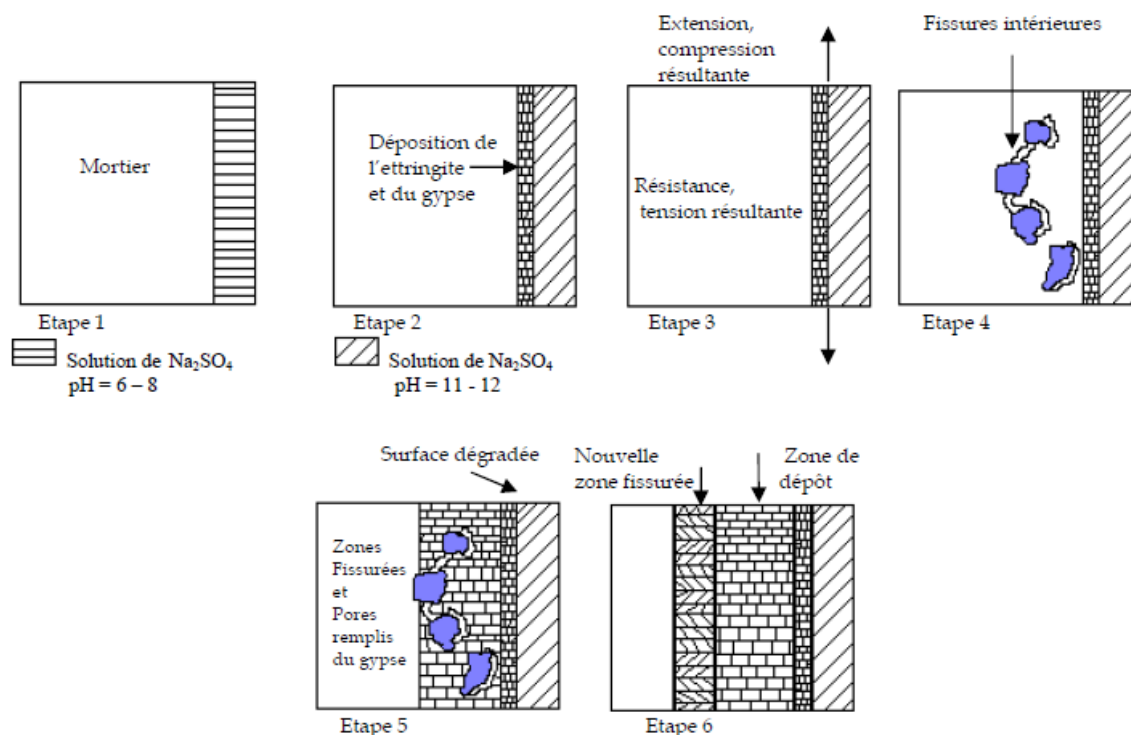


Figure I.23 : Mécanismes proposés pour l'attaque aux sulfates de sodium

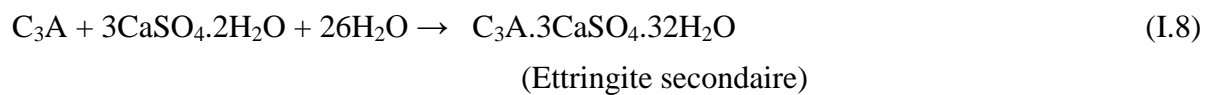
Les mécanismes de dégradation sont dépendant également de la nature du cation (Ca^{2+} , K^+ , Mg^{2+} ...etc.) qui est associée aux ions sulfates dans la solution d'eau externe ou dans la pâte de ciment. Le sulfate de magnésium est très agressif par rapport au sulfate de sodium [124].

Le sulfate de magnésium réagit par double action (formules I.7, I.8 et I.9):

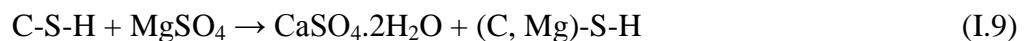
En présence de magnésium la portlandite réagit pour former de la brucite, le gypse et l'ettringite :



Mg(OH)_2 : Brucite (faible solubilité, alcalinité faible, pH faible)



Substitution des ions Ca^{++} par les ions Mg^{++} dans les CSH :



(C,Mg)-S-H : gel faiblement cohésif.

Le mécanisme proposé dans le cas de l'attaque par les sulfates de magnésium est schématisé dans la Figure I.24. Une couche de brucite (hydroxyde de magnésium Mg(OH)_2) se forme rapidement sur la surface de l'échantillon en raison de la réaction de la portlandite Ca(OH)_2 avec la solution. La couche de brucite est souvent complétée par une couche de gypse qui se forme à la suite de la même réaction à l'intérieur de la couche de brucite d'où une augmentation du taux d'expansion [125]. Une fois que les canaux d'écoulement sont établis à travers la surface de la couche de brucite, une attaque directe des CSH peut se produire. À la suite de cette attaque, la formation de MSH et de gypse secondaire aura lieu (étape 4). La détérioration finale du mortier est la conséquence de la perte de résistance du fait de la transformation de la pâte en MSH.

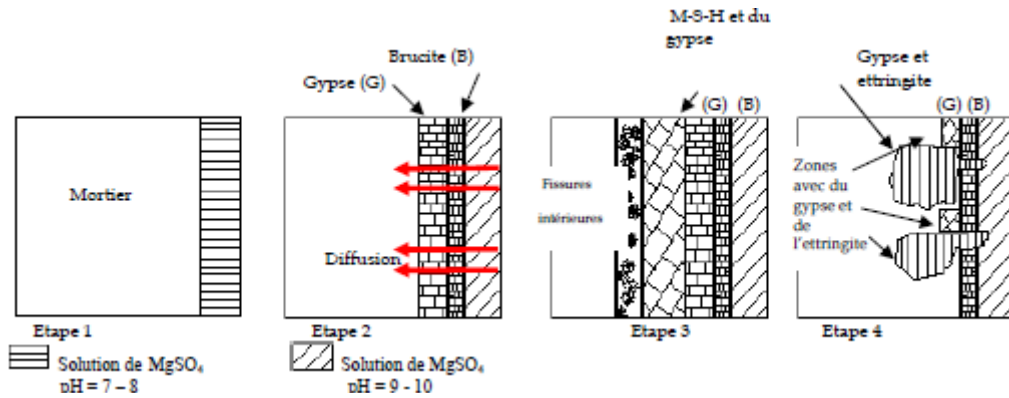


Figure I.24 : Mécanismes proposés pour l'attaque aux sulfates de magnésium

Les eaux souterraines ou l'eau de mer sont souvent riches en sulfates de magnésium ($MgSO_4$). Dans ce cas, les deux ions, cations et anions, participent à la réaction. Les ions SO_4^{2-} réagissent avec les aluminates (ou la portlandite) pour former de l'ettringite (ou du gypse), tandis que les ions Mg^{2+} peuvent réagir avec les ions OH^- et former de la brucite ($Mg(OH)_2$) ou causer un remplacement partiel du calcium par du magnésium dans les CSH. Le silicate de magnésium hydraté (MSH) ainsi formé n'a pas de propriétés liantes, et par conséquent, la pâte hydratée devient molle et incohérente [126].

II.3.2.3 Influence des ajouts minéraux sur la résistance des bétons aux attaques sulfatique

Dans une étude de la résistance du béton à l'attaque par des sulfates [111], il constater l'augmentation du gain de masse avec la diminution de la classe de résistance et ainsi avec l'augmentation du rapport E/Léqui. En effet, quand le rapport E/C diminue, le volume et la connectivité du réseau poreux se réduisent, et rendent donc la pénétration des agents agressifs plus difficile [111].

D'autre part, la présence d'une forte concentration en Al_2O_3 dans le système permet aussi de contrecarrer la formation d'ettringite. Ceci est confirmé par les études de Ramlochan et al. [127] qui observent que les matériaux pouzzolaniques tels que les métakaolins, les cendres volantes et la fumée de silice, diminuent le phénomène d'expansion lié à la formation d'ettringite différée, mais aussi retardent l'initiation de cette expansion en ralentissent sa cinétique.

Rackel [118] a testé l'effet des attaques sulfatiques externes sur les bétons d'ouvrage d'art (BOA) formulés avec 100% de CEMI et 75%CEMI+25% de MKF, selon le mode opératoire non normalisé développé par Messad [128]. La Figure I.25 présente les résultats des suivis de

l'expansion unidirectionnelle des éprouvettes de béton en fonction du temps d'immersion dans une solution de sulfate de sodium de concentration 6g/l de SO₄ maintenue à 25°C et pH 7.

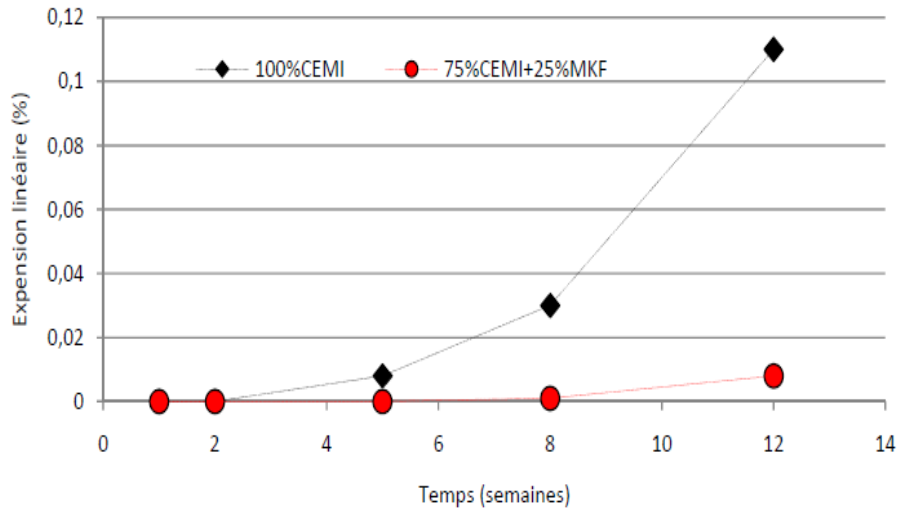


Figure I.25 : Expansions linéaires mesurées sur des éprouvettes de bétons d'ouvrages d'art (BOA) avec ou sans métakaolin flash [118]

L'expansion du béton testé diminue très fortement lorsque 25% du CEMI de métakaolin flash est substitué. Ainsi après 12 semaines de test, l'expansion du béton avec MKF est inférieure à 0.01% alors que celle du béton témoin dépasse 0.1%.

Rackel [118] a vu que lorsque le métakaolin flash est présent dans la matrice cimentaire le pH diminuait légèrement pour atteindre 12, ce pH étant celui de la dissolution de l'ettringite secondaire. Grâce à cette légère diminution, si une quantité d'ettringite secondaire se formait, elle ne serait pas stable à un tel pH, et pourrait donc de nouveau se dissoudre.

Il a aussi mesuré les résistances en compression des bétons avant et après les 12 semaines de vieillissement accéléré (Tableau I.1). L'attaque sulfatique induit une perte de résistance mécanique plus grande pour le béton témoin que pour celui contenant 25% de MKF en substitution, 9% pour le béton témoin contre 4.4% pour le béton avec MKF

Résistances (MPa)	100%CEMI	75%CEMI+25%MKF
à 28 jours	50.1	52.4
après 12 semaines d'essai	45.6	50.1
Perte relative en %	9.0	4.4

Tableau I.1 : Résultats de résistance en compression à 28 jours et en fin d'essai de vieillissement accéléré pour les bétons d'ouvrage d'art testés [118]

Il a donc conclu [118], autant au niveau de l'expansion, de la profondeur dégradée que de la résistance mécanique, que le métakaolin flash augmente la durabilité des bétons vis-à-vis de l'attaque sulfatique externe.

II.3.3 La carbonatation

II.3.3.1 Les mécanismes de carbonatation

La carbonatation atmosphérique repose sur l'action du gaz carbonique CO_2 de l'atmosphère qui diffuse à travers le réseau poreux ou fissural du béton, et se dissout en acide au contact de la solution interstitielle. Cette acidification du milieu induit une dissolution de la portlandite qui constitue la réserve de basicité du béton. Au contact de la solution interstitielle, le gaz carbonique CO_2 provoque une réaction chimique avec la pâte de ciment hydratée. Cette réaction transforme les produits d'hydratation, comme la portlandite $Ca(OH)_2$ et les CSH , en carbonates de calcium $CaCO_3$.

La carbonatation entraîne une baisse du pH (initialement entre 12,5 et 13,5) dans la solution interstitielle du béton jusqu'aux environs de 9. La solution interstitielle perd sa capacité protectrice envers les armatures subissant alors une initiation de la corrosion.

Dans le cadre d'une approche simplifiée, le mécanisme réactionnel de carbonatation de $Ca(OH)_2$ [129] [130] [131] [132] est synthétisé par la réaction chimique hétérogène suivante (formules I.10) :



Cette équation indique que la carbonatation de la portlandite s'accompagne globalement d'une libération de l'eau de structure.

Les grandeurs qui peuvent permettre de caractériser l'évolution de la réaction, en fonction du temps ou de la profondeur de pénétration, sont la concentration en portlandite $Ca(OH)_2$ et le pH de la solution interstitielle du béton. La Figure I.26 illustre l'intervention combinée des trois phases gazeuse, aqueuse et solide, au cours du processus de carbonatation de la portlandite. La carbonatation est donc maximale lorsque l'humidité relative a une valeur modérée, c'est-à-dire lorsqu'elle est comprise entre 40 et 60 %, ou entre 40 et 80 % [133], [134], [135], voire entre 84 et 92 % [136]. Ce domaine correspond en moyenne à quelques couches de molécules d'eau adsorbées sur la surface du solide [137], [138]. La carbonatation ne se produit donc pas dans un béton totalement sec ou complètement saturé en eau.

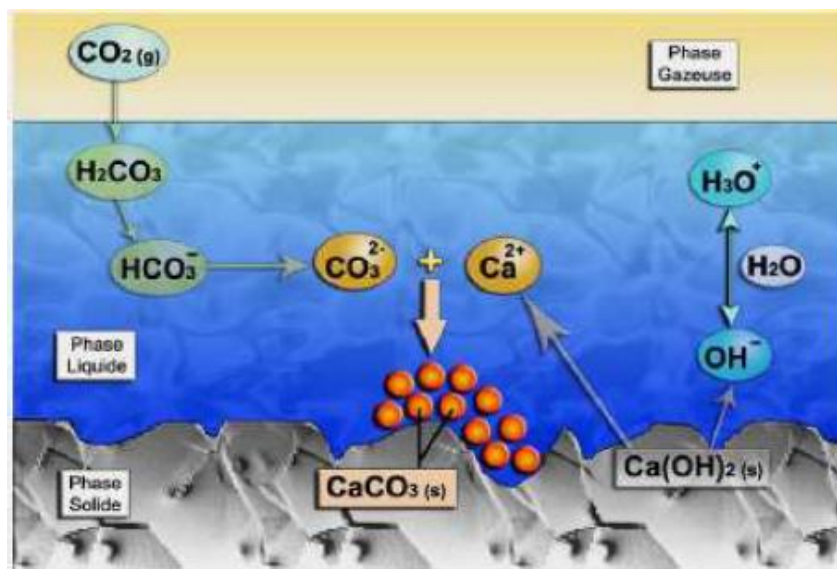


Figure I.26 : Mécanisme de carbonatation de Ca(OH)_2 [132]

II.3.3.2 Effets des ajouts minéraux sur la carbonatation des bétons

Certaines études mettent en garde contre l'utilisation de quantités d'additions importantes, en particulier des teneurs en cendres volantes supérieures à 30 % [139] et en laitiers supérieures à 50 %. L'influence négative de ces additions sur la résistance à la carbonatation a été vérifiée par d'autres études, mais il a été montré que son amplitude pouvait dépendre fortement de la durée de cure humide. Les fillers calcaires et siliceux semblent avoir une influence positive dans le cas d'une conservation humide (28 jours), et une influence négative dans le cas d'une conservation sèche trop prématuré, c'est-à-dire un démoulage à environ 30 % de la résistance moyenne à 28 jours [140].

En effet les additions peuvent à priori intervenir à trois niveaux : dilution de la chaux du clinker et des additions entraînant la réduction de la quantité initiale de portlandite, consommation de la portlandite par réaction pouzzolanique, diminution de la compacité au démoulage due à la faiblesse de l'indice d'activité au jeune âge.

Il a été observé que la profondeur de carbonatation diminue quand le taux de substitution des granulats par des additions telles que la fumée de silice ou les cendres volantes augmente, mais qu'elle augmente avec le taux de substitution du ciment [141].

La profondeur de carbonatation dépend aussi de la nature de l'addition, en particulier de la teneur des cendres volantes en CaO . Plus cette teneur est élevée, moins la profondeur de carbonatation est importante. Dans une étude sur les bétons à fortes proportions de cendres

[142], il a été montré l'influence de la cure et de la composition des cendres sur la profondeur de carbonatation (Figure I.27). Par ailleurs des profondeurs de carbonatation identiques ont été mises en évidence sur des bétons de mêmes taux de substitution volumique en cendres volantes et en filler calcaire (sans activité pouzzolanique) [143]. Ces résultats confirment l'hypothèse de la dilution mais pas celle de la consommation de la portlandite par réaction pouzzolanique.

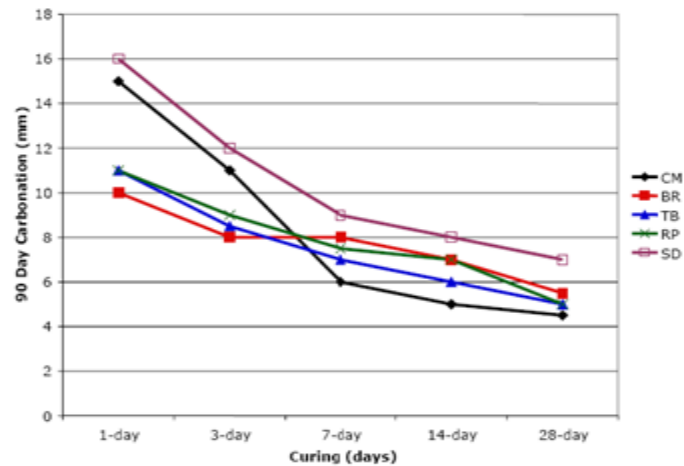


Figure I.27 : Variabilité des performances due à la durée de la cure humide et au type de cendres [142]

II.3.4 L'eau de mer, point de vue chimique

La composition d'une eau de mer est très différente de la solution interstitielle du béton, à cause de ses différences de composition. Des échanges ioniques vont se mettre en place.

Suivant les régions du monde, l'eau de mer peut avoir des compositions chimiques différentes. Elle se caractérise généralement par une grande concentration de sels dissous. La salinité peut varier de 10 g/kg dans la mer Baltique, à 40 g/kg dans la mer rouge, voire pratiquement 400 g/Kg dans les mers Caspienne et Morte. L'océan Atlantique et plus proche de nous, la mer Méditerranée ont une salinité qui avoisine 30 g/kg. Par contre, les proportions relatives des principaux sels restent constantes. En pratique, on retient comme constituants majeurs ceux qui sont présents en concentration supérieur à 1 g/kg [144]. Ils sont énumérés dans le tableau I.2.

Tableau 1 – Concentration des principales espèces présentes dans une eau de mer de salinité 35,000, d'après Wilson (1975)		
Espèces	Concentrations*	
	g kg-soln ⁻¹	mol kg-soln ⁻¹
ion sodium Na ⁺	10,77	0,4685
ion magnésium Mg ²⁺	1,290	0,05308
ion calcium Ca ²⁺	0,4121	0,01028
ion potassium K ⁺	0,399	0,01021
ion strontium Sr ²⁺	0,0079	0,000090
bore total B(OH) ₃ + B(OH) ₄ ⁻	0,0045	0,00042
ion chlorure Cl ⁻	19,354	0,54591
ion sulfate SO ₄ ²⁻	2,712	0,02823
hydrogénocarbonate HCO ₃ ⁻ + carbonate CO ₃ ²⁻	0,118 – 0,146	0,00194 – 0,00240
ion bromure Br ⁻	0,0673	0,000842
ion fluorure F ⁻	0,0013	0,00007

* Ces concentrations se rapportent au kg de solution (kg-soln), c'est à dire au kg d'eau de mer (eau + sels dissous).

Tableau I.2 : Concentration des principales espèces présentes dans l'eau de mer [144]

Les plus grandes concentrations ioniques sont les Na⁺ et les Cl⁻. En réalité, le chlorure de sodium présente 75 à 85%, de la salinité d'une eau de mer. Par sa prépondérance dans un tel environnement naturel, cette solution est très souvent étudiée en négligeant les concentrations de toutes les autres espèces en solution.

II.3.5 La corrosion des armatures induite par les ions chlorures

La corrosion des armatures est le problème majeur susceptible de réduire la durée de vie d'une structure en béton armé. Il est d'abord important de souligner que la durabilité de telles structures est conditionnée par le béton qui protège physiquement et chimiquement l'acier de la corrosion. En effet, la forte alcalinité de la solution interstitielle contenue dans les pores du béton (pH≈13) permet la formation d'une couche passivante d'oxydes et d'hydroxydes de fer qui protège les aciers de la corrosion. Cependant, certaines espèces chimiques délétères, provenant du milieu environnant, peuvent traverser la barrière physique que constitue le béton d'enrobage, perturber la stabilité chimique de la couche passivante et corroder les armatures. La pénétration des ions chlores (provenant de l'eau de mer, des embruns marins où des sels de déverglaçage) est une cause principale de ce phénomène.

II.3.5.1 Processus électrochimique de la corrosion

Les ions chlores peuvent provenir des constituants du béton : sable, gravier, ciment, eau de gâchage où adjuvants. Toutefois, l'origine des chlorures est le plus souvent extérieure ; ils

proviennent de l'eau de mer où des sels utilisés fréquemment pour le déverglaçage des chaussées en hiver.

En environnement marin (Figure I.28), on distingue les zones submergées, pour lesquelles le béton est saturé ce qui conduit à un transport des chlorures uniquement par diffusion, de celles où le transport se fait par diffusion et convection lorsque le béton n'est que partiellement saturé (zone de marnage).

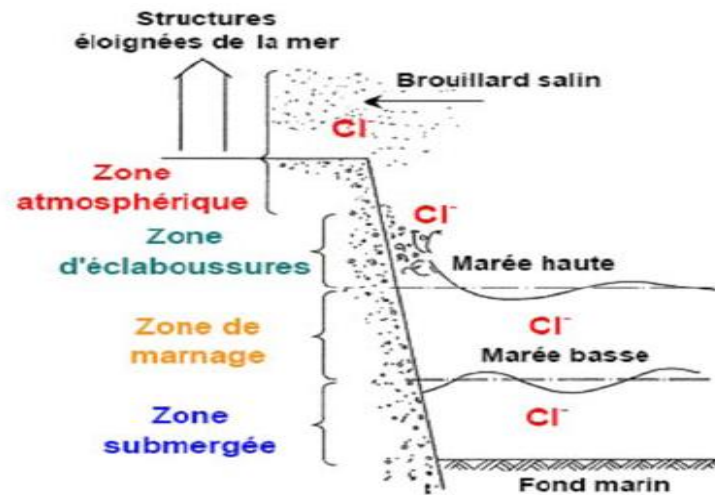


Figure I.28 : Conditions d'exposition en environnement marin [145]

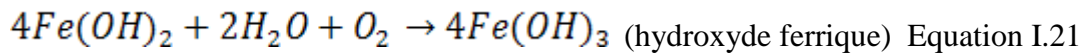
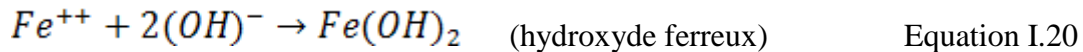
Au cours du temps, ces chlorures diffusent dans la solution interstitielle du béton, détruisent la couche passive et atteignent les armatures. A une concentration suffisamment importante d'ions chlorures au niveau de l'armature appelée concentration critique et en présence d'eau et d'oxygène, la corrosion se développe.

Les différences de potentiel électrochimique dans le béton peuvent apparaître lorsqu'il existe des différences dans l'environnement du béton, par exemple lorsqu'une partie de l'ouvrage est complètement submergée dans de l'eau salée tandis que l'autre est exposée à des cycles de mouillage-séchage périodiques. Lorsqu'une différence de potentiel électrique se développe le long de l'armature, il y a création d'une pile électrochimique. Des zones anodique et cathodique, reliées par l'électrolyte que constitue la solution interstitielle de la pâte de ciment durci, se forment. Les ions ferreux Fe^{++} , chargés positivement, passent en solution à l'anode tandis que des électrons libres e^- , chargés négativement, se déplacent à travers l'acier jusqu'à la cathode, où ils sont absorbés par les constituants de l'électrolyte et se combinent avec de l'eau et de l'oxygène pour former des ions hydroxyle $(OH)^-$. Ceux-ci se déplacent à travers

l'électrolyte et se combinent avec les ions ferreux pour former de l'hydroxyde ferrique qui, par la suite, est transformé en rouille [146] (Figure I.29).

Les réactions se déroulent de la façon suivante :

- réactions anodiques



- réactions cathodiques



Des piles électrochimiques se forment également en raison d'une variation de la concentration en sel dans l'eau des pores où encore d'un accès non uniforme de l'oxygène.

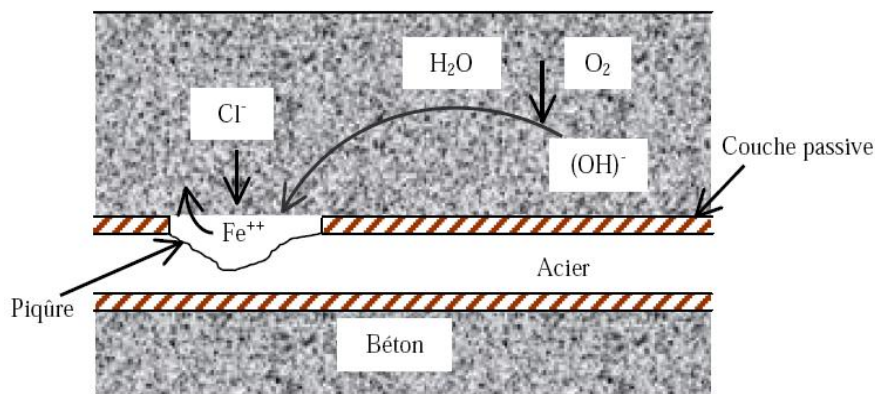
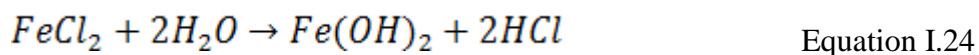


Figure I.29 : Représentation schématique de la corrosion électrochimique en présence de Chlorures [146]

Pour que la corrosion puisse être initiée, la couche passive doit d'abord être détruite. Les chlorures contribuent à activer la surface de l'acier pour former une anode, la surface encore passivée formant alors la cathode. Les réactions se déroulent comme suit :



D'après les réactions précédentes, le processus conduit à une diminution du pH et à un recyclage des ions chlorures.

II.3.5.2 Seuil de dépassivation

Le processus de dépassivation des aciers est amorcé lorsque le front de pénétration des chlorures a traversé le béton d'enrobage et atteint le premier lit d'armatures : la corrosion devient alors possible lorsque leur concentration dépasse un certain seuil, appelé concentration critique.

Il est difficile de définir précisément cette concentration critique susceptible d'amorcer la corrosion des armatures. Les données publiées par différents auteurs montrent que ce seuil peut varier de façon importante, de l'ordre de 0,35 à 3 % de chlorures totaux par rapport à la masse de ciment [147],[148]. L'influence de différents facteurs comme la composition du béton, la teneur en C_3A , le rapport E/C, l'humidité relative, la température, la microstructure en contact avec l'acier et l'état de surface de l'acier sont autant de facteurs à cette variabilité.

Un critère d'amorçage de la corrosion fréquemment utilisé est le rapport $[Cl^-] / [OH^-] = 0.6$ [149]. Plus ce rapport est élevé, plus la vitesse de corrosion est grande. Un rapport compris entre 0,6 et 1 conduit généralement à la concentration critique en chlorures.

II.3.5.3 L'amorçage et la propagation

Selon Tuuti [150], la dégradation du béton d'enrobage et de l'armature d'acier peut être illustrée en deux étapes successives représentées par le schéma de la figure I.30.

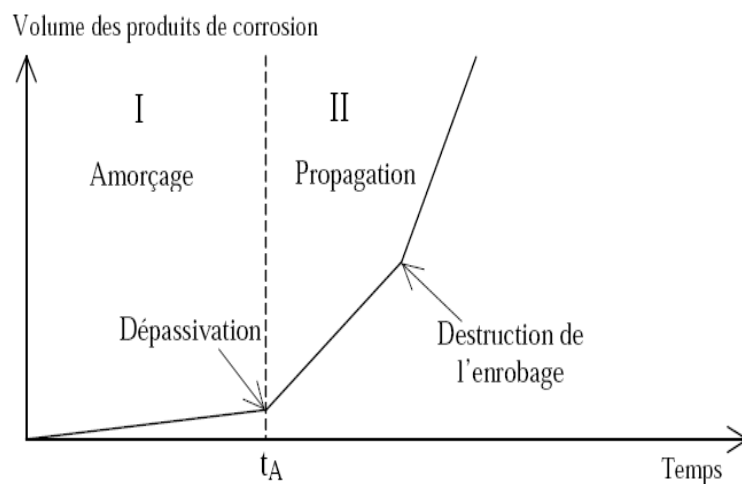


Figure I.30 : Schéma de la cinétique de corrosion d'un ouvrage [150]

La première étape est la période d'amorçage où d'incubation : l'armature d'acier est passivée initialement par les propriétés de la solution interstitielle du béton où des processus physicochimiques à l'origine de la corrosion des armatures peuvent avoir lieu à l'échelle microscopique, mais aucune dégradation n'est visible à l'échelle macroscopique d'observation. La période d'amorçage se termine par la dépassivation du métal, et initie la

phase de la propagation de la rouille par le développement des réactions d'oxydation à la surface des armatures. Les produits d'oxydation vont alors affecter le béton d'enrobage et diminuer la capacité fonctionnelle de la structure. Comme la durée de la phase d'amorçage t_A est primordial pour la conservation des armatures, les bétons d'enrobage doivent être conçus pour retarder ou empêcher la dépassivation des aciers. La durée t_A dépend d'un certain nombre de paramètres comme la perméabilité du béton, l'épaisseur du béton d'enrobage et la capacité de fixations des chlorures par la pâte de ciment hydraté, etc.

II.3.5.4 Conséquence de la corrosion

La corrosion des barres d'acier a principalement deux effets, le premier réside dans le fait que les produits de corrosion occupent un volume beaucoup plus grand que le volume initial de l'acier. En effet, une armature oxydée peut occuper un volume jusqu'à neuf fois plus grand que le métal initial. La formation de la rouille exerce une pression interne dans le béton, ce qui entraîne éventuellement une fissuration et un éclatement. Donc la corrosion des barres d'acier, lorsque celle-ci est amorcée dans une structure, s'amplifie avec le temps. En effet, la fissuration du béton facilite le transport des agents agressifs jusqu'au niveau de l'acier, et donc augmente la vitesse de corrosion. Le deuxième effet est observée au niveau de la section de la barre d'acier, la progression de la corrosion réduit la section effective de la barre et donc diminue la résistance mécanique de celle-ci (Figure I.31).



Figure I.31 : Dégradation due à la corrosion des armatures [151]

II.3.6 La position de la norme NF EN 206-1

Au courant de l'année 2004, la norme NF EN 206-1 a été publiée en France afin de remplacer l'ancienne norme expérimentale XP P 18-305, concernant la fabrication des bétons de structure. Cette norme a entraîné des modifications au niveau des critères de résistance, des contrôles à effectuer, des classes d'environnement des bétons.

En ce qui concerne les bétons de structure, trois types de production de produits béton existent : les BPE (Bétons Prêts à l'Emploi faits par les centrales à bétons), les bétons faits par une centrale sur chantier et enfin les éléments en béton préfabriqués.

La durabilité du matériau béton dans son environnement est présentée comme une préoccupation majeure de cette norme et une des raisons de son évolution. Les environnements sont redéfinis et pour chacun de ces environnements où « expositions », l'obligation de moyens et l'obligation de résultats sont présentés comme deux alternatives à l'ancienne Norme. Autrement dit, les exigences relatives aux performances du béton ne se superposent pas à celles relatives à sa composition, mais peuvent les remplacer, pour une même durabilité visée [152].

II.3.6.1 Classes d'exposition

11 classes d'environnement de la norme XP P 18-305



18 classes d'exposition pour la norme NF EN 206-1

Le choix de cette classe d'exposition est important pour la durabilité du béton. Ainsi le client prescripteur est responsable de la détermination de la classe d'exposition en fonction des paramètres liés au chantier.

Les classes d'exposition à prendre en compte sont les suivantes :

X0 : absence de risque de corrosion ou d'attaque

XC : risque de corrosion par carbonatation (XC1/XC4)

XD : risque de corrosion par les chlorures autres que ceux de l'eau de mer (XD1/XD3)

XS : risque de corrosion par les chlorures de l'eau de mer (XS1/XS3)

XF : attaque par le gel-dégel (XF1/XF4)

XA : attaques d'origines chimiques (XA1/XA3)

II.3.6.2. Classes de chlorures

On répertorie quatre classes de chlorure : 0,20 ; 0,40 ; 0,65 ; 1,0. Ces taux correspondent à la teneur maximale en ions Cl^- rapportée à la masse de ciment.

La teneur en chlorures d'un béton, exprimée en pourcentage en masse d'ions chlorures rapportée à la masse de ciment, ne doit pas dépasser la valeur mentionnée dans le Tableau I.3, pour la classe sélectionnée.

Ce taux en chlorure est extrêmement important dans la durabilité du béton. En effet, les chlorures jouent un rôle catalyseur dans l'oxydation des armatures.

Classes de chlorure	Teneur maximal en ions chlorure (Cl-) rapportées à la masse du ciment	
Cl 0,20	0,20%	Béton contenant des armatures de précontrainte en acier
Cl 0,40	0,40%	Bétons contenant des armatures en acier ou des pièces métalliques noyées
Cl 0,65	0,65%	Bétons contenant des armatures en acier ou des pièces métalliques noyées et formulés avec des ciments de type CEM III
Cl 1,0	1,0%	Bétons ne contenant ni armatures en acier ni pièces métalliques noyées

Tableau I.3 : Classes de chlorure [153]

Le chlorure de calcium et les adjuvants à base de chlorures ne doivent pas être ajoutés au béton contenant une armature en acier, où une armature de précontrainte en acier, où des pièces métalliques noyées.

II.3.6.3 Exigences de la norme

Les exigences relatives à cette approche sont détaillées dans la norme EN 206-1, « Valeurs limites pour la composition du béton ». Elles portent principalement sur :

- Les propriétés des constituants
- Le rapport maximal eau/ciment
- Le dosage minimal en ciment

Les valeurs limites sont données dans l'annexe – normative – NA.F de la norme NF EN 206-1, sous forme de deux tableaux s'appliquant à certaines familles d'éléments en béton préfabriqués.

- NA.F.1, Valeurs limites applicables en France pour la composition et les propriétés du béton en fonction de la classe d'exposition,
- NA.F.2, Valeurs limites applicables en France pour la composition et les propriétés du béton des produits en béton préfabriqués en usine en fonction de la classe d'exposition.

Le tableau de référence est donc le tableau NA.F.1, le tableau NA.F.2 s'appliquant à certaines familles d'éléments en béton préfabriqués. Les valeurs limites données prennent en compte des exigences sur la base d'une durée de vie présumée d'au moins 50 ans pour la structure, sous réserve que l'enrobage des armatures, la mise en place et la cure du béton soient conformes et adaptés.

La norme européenne différencie bien les classes d'exposition en fonction du taux de saturation du béton, qui est un paramètre majeur pour la pénétration des chlorures [152]. Dans un béton partiellement saturé le principal mécanisme de pénétration est l'absorption, dans un béton quasi saturé, le principal mécanisme de pénétration est la diffusion.

2. Corrosion induite par carbonatation		
<p>Lorsque le béton contenant des armatures ou des pièces métalliques noyées est exposé à l'air et à l'humidité, les différentes classes d'expositions sont classées ci-après :</p> <p>NOTE : On entend par condition d'humidité celle du béton recouvrant les armatures ou les pièces métalliques noyées ; mais, dans de nombreux cas, cette humidité peut être considérée comme le reflet de l'humidité ambiante. Dans ces cas là, une classification fondée sur les différents milieux ambiants peut être appropriée ; il peut ne pas en être de même s'il existe une barrière entre le béton et son environnement.</p>		
Désignation de la classe	Description de l'environnement	Exemples informatifs illustrant le choix des classes d'exposition
XC1	Sec ou humide en permanence	Béton à l'intérieur de bâtiments où le taux d'humidité de l'air ambiant est faible. Béton submergé en permanence dans de l'eau.
XC2	Humide, rarement sec	Surfaces de béton soumises au contact à long terme de l'eau. Un grand nombre de fondations.
XC3	Humide modérée	Béton à l'intérieur de bâtiments où le taux d'humidité de l'air ambiant est moyen ou élevé. Béton extérieur abrité de la pluie.
XC4	Alternance d'humidité et de séchage	Surfaces soumises au contact de l'eau, mais n'entrant pas dans la classe d'exposition XC2.
3. Corrosion induite par les chlorures, ayant une origine autre que marine		
<p>Lorsque le béton contenant des armatures ou des pièces métalliques noyées est soumis au contact d'une eau ayant une origine autre que marine, contenant des chlorures, y compris des sels de déverglaçage, les différentes classes d'exposition sont classées comme suit :</p>		
XD1	Humidité modérée	Surfaces de bétons exposées à des chlorures transportés par voie aérienne
XD2	Humide, rarement sec	Piscines. Béton exposé à des eaux industrielles contenant des chlorures.
XD3	Alternance d'humidité et de séchage	Eléments de ponts exposés à des projections contenant des chlorures ; Chaussées. Dalles de parc de stationnement de véhicules
4. Corrosion induite par les chlorures présents dans l'eau de mer		
<p>Lorsque le béton contenant une armature ou des pièces métalliques noyées est soumis au contact des chlorures présents dans l'eau de mer ou à l'action de l'air véhiculant du sel marin, les différentes classes d'exposition sont :</p>		

XS1	Exposé à l'air véhiculant du sel marin, mais pas en contact direct avec l'eau de mer	Structures sur ou à proximité d'une côte
XS2	Immergé en permanence	Eléments de structures marines
XS3	Zones de marnage, zones soumises à des projections ou à des embruns	Eléments de structures marines

Tableau I.4 : Définition des classes d'exposition. Extraits du tableau 1 de la norme NF EN 206-1 (2004)

Pour les parties d'ouvrages situées en site maritime par exemple, seules les classes XC1 et XC4 sont utilisées. La classe XD peut concerner les ouvrages sur lesquels sont stockés des produits en vrac contenant des chlorures ayant une origine autre que marine ou les ouvrages en régions froides nécessitant l'utilisation de fondants. Selon la norme EN 206-1, quelques données complémentaires sur les conditions d'environnement et la détermination de la classe d'exposition XS sont précisées :

Sont à classer en XS3 les éléments de structures en zone de marnage et/ou exposés aux embruns lorsqu'ils sont situés à moins de 100 m de la côte, parfois jusqu'à 500 m, suivant la topographie particulière des lieux.

Sont à classé en XS1 les éléments de structures situés au-delà de la zone de classement XS3 et situés à moins de 1 km de la côte, parfois plus, jusqu'à 5 km, lorsqu'ils sont exposés à un air véhiculant du sel marin, suivant la topographie particulière.

Tous les ouvrages situés à proximité des côtes (moins de 5 km) ou les structures marines sont donc concernées par ce type d'actions environnementales (NE 206-1).

La norme EN 206-1 fixe dans une annexe informative les valeurs limites spécifiées applicables pour la composition et les propriétés du béton. Alors, pour chacune de ces classes d'exposition citées dans le Tab. i-1, sont définies des valeurs limites : rapports E/C maximaux teneurs minimales en ciment et classes de résistances minimales à la compression (Tableau. I.5).

	Classes d'exposition									
	Corrosion induite par carbonatation				Corrosion induite par les chlorures					
					Eau de mer			Chlorures autres que l'eau de mer		
	XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	XS2	XS3	XD1	XD2	XD3
Rapport E/C maximal	0,65	0,60	0,55	0,50	0,50	0,45	0,45	0,55	0,55	0,45
Classe de résistance minimale	C20/25	C25/30	C30/37	C30/37	C30/37	C35/45	C35/45	C30/37	C30/37	C35/45
Teneur minimale en ciment (kg/m ³)	260	280	280	300	300	320	340	300	300	320
<ul style="list-style-type: none"> • Les valeurs du Tableau F.1 sont fondées sur l'hypothèse d'une durée de vie de la structure prévue de 50 ans. • Les valeurs du Tableau F.1 correspondent à du ciment de type CEM I conforme à l'EN 197-1, et à des granulats dont la dimension nominale maximale est comprise entre 20 mm et 32 mm. • Les classes de résistance minimales ont été déterminées à partir de la relation existant entre le rapport eau/ciment et la classe de résistance du béton fabriqué à partir de ciment appartenant à la classe de résistance 32,5. 										

Tableau I.5 : Valeurs limites spécifiées applicables à la composition et aux propriétés du béton

II.3.6.4 Techniques et méthodes de durabilité

Il n'existe pas encore de véritables recommandations consensuelles de la communauté scientifique sur le mode opératoire à utiliser ; néanmoins, il existe plusieurs techniques de quantifier ou plutôt de qualifier la durabilité d'un béton.

Encore inenvisageable il y a quelques années, l'application d'une approche performantielle semble désormais possible et nécessaire. Possible car admise dans les documents normatifs tels que la norme française NF EN 206-1 et la norme européenne dont elle dérive. En outre les travaux préalables à une normalisation sont en cours pour les essais liés à la pénétration des chlorures dans le béton. Le mode opératoire de l'essai de migration des chlorures en régime permanent et transitoire ont été harmonisés dans le cadre des projets français GranDuBé et européen Chlortest, et il fait l'objet d'une norme Nordtest (tableau I.6). Possible, le recours à une application d'une approche performantielle est aussi nécessaire dans certains cas. En effet, l'approche traditionnelle fondée sur les valeurs limites de teneur en liant et de rapport eau efficace/liant peut s'avérer satisfaisante pour un liant donné, mais l'approche du liant équivalent, conçue du point de vue de la résistance mécanique, est restrictive et souvent mise en défaut du point de vue de l'évaluation de la durabilité. Pour comparer les performances de

bétons de liants, de volumes de pâte voire de granulats différents, il était donc nécessaire de disposer d'une méthodologie à la fois moins restrictive et plus discriminante.

Enfin, pour des ouvrages de grande envergure ou importants avec de très hautes exigences de durabilité, en particulier en matière de résistance aux chlorures, et pour lesquels des bétons avec des ciments Portland composés (ciment Portland avec cendres volantes, laitier ou fumée de silice) ou avec des ajouts sont employés, il convient d'effectuer dans le cadre des essais préliminaires des mesures plus poussées pour l'amélioration de la résistance aux chlorures avec l'âge du béton.

Exposition	Mode opératoire	Référence
Chlorures	Méthode de prélèvement d'échantillons (poudres) pour la mesure de teneur en chlorure dans le béton	AFPC-AFREM (1997)
	Extraction et dosage des chlorures libres (extraits à l'eau) et totaux dans le béton	AFPC-AFREM (1997)
	Essai accéléré de corrosion par immersion séchage sur éprouvettes de béton armé	AFPC-AFREM (1997)
	Essai de brouillard salin sur grand corps d'épreuve	AFPC-AFREM (1997)
	Essai dynamique de brouillard salin	AFPC-AFREM (1997)
	Extraction et dosage des chlorures libres et totaux dans un béton durci	GranDuBé (2006)
	Détermination des isothermes d'interaction entre les ions chlorures et le béton	GranDuBé (2006)
	Détermination des coefficients de diffusion effectif et apparent des chlorures dans le béton par essais de migration en régime permanent et transitoire	GranDuBé (2006)
	Essai d'immersion pour la détermination du coefficient de diffusion des chlorures en régime non stationnaire par mesure du profil de pénétration	NT Build 443
	Essai de migration pour la détermination du coefficient de migration des chlorures en régime non stationnaire	NT Build 492
	Standard test method for electrical indication of concrete's ability to resist chloride ion penetration	ASTM C 1202-05 (2005)

Tableau I.6 : Modes opératoires d'essais de durabilité liés aux chlorures

II.3.6.5 Spécifications relatives à la durabilité

Depuis plusieurs années déjà se manifeste le besoin d'inclure des spécifications scientifiquement fondées, relativement à la durabilité du béton armé, dans les documents normatifs, ainsi que dans les règlements de conception. Des textes fondés sur les indicateurs de durabilité et les classes précédemment définis (EN 206-1) ont été élaborés sur la base de

données expérimentale obtenue sur une large gamme de bétons allant des bétons ordinaires aux bétons de (très) haute performance, et ont été vérifiés par des simulations numériques impliquant plusieurs types de modèles.

Pour chaque durée de vie (niveau d'exigence) et pour chaque type d'environnement considéré, l'ensemble des indicateurs déjà prédéfinis doivent être quantifiés et différents critères de conformité doivent être vérifiés. Le tableau I.7 illustre, dans le cas de structures en environnement modérément agressif (chlorure) les spécifications relatives à la durabilité.

A noter que le niveau d'exigence et l'agressivité du milieu environnant augmentent, le nombre d'indicateurs à contrôler croît également, et les critères deviennent plus sévères.

Type d'environnement →	5		6	7
Durée de vie exigée/ Catégorie d'ouvrage/ Niveau d'exigence ↓	Exposition aux sels marins ou de déverglaçage 5.1 [Cl ⁻] faible 5.2 [Cl ⁻] forte		Immersion dans l'eau contenant des chlorures	Zone de marnage
< 30 ans Niveau 1	$P_{eau} < 16$	$P_{eau} < 14$	$P_{eau} < 15$	$P_{eau} < 14$
de 30 ans à 50 ans Bâtiment Niveau 2	$P_{eau} < 15$	$P_{eau} < 11$	$P_{eau} < 13$	$P_{eau} < 11$
de 50 ans à 100 ans Bâtiment et Ouvrages de G.C.I Niveau 3	$P_{eau} < 14$	$P_{eau} < 11$ $D_{app(mig)} < 2$ $K_{liq} < 0,1$	$P_{eau} < 13$ $D_{app(mig)} < 7$	$P_{eau} < 11$ $D_{app(mig)} < 3$ $K_{liq} < 0,1$
de 100 ans à 120 ans Grands ouvrages Niveau 4	$P_{eau} < 12$ $D_{app(mig)} < 20$ $K_{liq} < 0,1$	$P_{eau} < 9$ $D_{app(mig)} < 1$ $K_{app(gaz)} < 30$ $K_{liq} < 0,01$	$P_{eau} < 12$ $D_{app(mig)} < 5$	$P_{eau} < 10$ $D_{app(mig)} < 2$ $K_{app(gaz)} < 100$ $K_{liq} < 0,05$
> 120 ans Ouvrages dits exceptionnels Niveau 5	$P_{eau} < 9$ $D_{app(mig)} < 10$ $K_{app(gaz)} < 30$ $K_{liq} < 0,01$	$P_{eau} < 9$ $D_{app(mig)} < 1$ $K_{app(gaz)} < 30$ $K_{liq} < 0,01$	$P_{eau} < 9$ $D_{app(mig)} < 1$	$P_{eau} < 9$ $D_{app(mig)} < 1$ $K_{app(gaz)} < 30$ $K_{liq} < 0,01$

Tableau I.7 : Exemple de spécifications proposées pour la durabilité vis-à-vis de la corrosion des armatures induite par les chlorures, en fonction du type d'environnement et de la durée de vie exigée, et dans le cas où l'enrobage est égal à 50 mm.

Les valeurs indiquées correspondent à des éprouvettes conservées dans l'eau pendant 3 mois au plus après le coulage (Baroghel et col., 2005).

P_{eau} : porosité accessible à l'eau (en %).

$D_{\text{app(mig)}}$: coefficient de diffusion apparent des chlorures mesuré par essai de migration (en $10^{-12} \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$).

$K_{\text{app(gaz)}}$: perméabilité apparente aux gaz mesurée avec un perméamètre à charge constante à $p_{\text{entrée}} = 0,2 \text{ Mpa}$ et après étuvage à $T=105^\circ\text{C}$ ($s=0$) (en 10^{-18} m^2).

K_{liq} : perméabilité à l'eau liquide (à p_{max} par mesure directe du flux, après saturation) (en 10^{-18} m^2).

Dans la pratique, les spécifications proposées peuvent être adaptées ou complétées pour tenir compte des spécificités du béton étudié.

Cette approche prédictive multi-niveaux peut être appliquée, d'une part en phase de conception des ouvrages, phase capitale car c'est à ce stade que l'on peut agir au maximum sur le niveau de durabilité, et d'autre part pendant le suivi de structures existantes (dégradées ou non).

Cependant, la comparaison des résultats des mesures effectuées sur des bétons de laboratoire avec ceux des mesures effectuées sur des ouvrages montre que les exigences de résistance aux chlorures des bétons de nouveaux ouvrages doivent être fixées à un niveau assez élevé pour obtenir une durabilité suffisante (Tableau I.7).

II.4 Conclusion

A travers les études menées sur la durabilité de différents bétons, nous avons constaté qu'il existe une relation entre le type d'addition et/ou le substitut (dans le cas des ciments composés) utilisée dans la pâte de ciment, les propriétés de transfert (perméabilité, diffusion, absorption) et les propriétés de résistance chimique (carbonatation, attaque sulfate, attaque par l'eau de mer et attaque acide) de ces matériaux cimentaires. Cependant, les additions minérales utilisées dans ses travaux ne permettent pas de tirer des conclusions pertinentes sur la durabilité des bétons. En effet, ces derniers qui possèdent un volume élevé de pâte et

d'addition minérale semblent plus influencés par le type et la quantité des ajouts ou des substituts de ciment.

Ce qui signifie clairement qu'un besoin en recherche est nécessaire dans l'étude de l'effet de la nature et des proportions de nouvelles additions minérales et substituts de ciment sur la durabilité des bétons. C'est le cas de la vase provenant des barrages et ayant subit une calcination pour la rendre active.



Chapitre III :

LA VALORISATION DE LA VASE

DANS LES BETONS

CHAPITRE III : La valorisation de la vase et la pouzzolane dans les bétons

III.1 Introduction

L'Algérie comme plusieurs pays dans le monde est touchée par le phénomène d'envasement qui prend de l'ampleur. Elle entreprend chaque année des travaux gigantesques de dévasement où plusieurs millions de mètres cubes de produits sont dragués. Ces produits de dragage constituent potentiellement une ressource des plus intéressantes. Leur utilisation en tant que substitut partiel au ciment dans la formulation des matériaux cimentaire est préconisée après traitement thermique (calcination) afin de les rendre réactifs et obtenir ainsi une pouzzolane artificielle que l'on pourra comparer à la pouzzolane naturelle de Béni-Saf (ouest algérien).

Bien que la thématique de valorisation des sédiments soit encore dans ces débuts, de nombreux travaux de recherches se sont développés ou sont en cours de préparation. En effet ces produits constituent une ressource précieuse et immense et ne devrait pas être considérés comme des déchets.

Le présent chapitre s'attache à décrire le phénomène d'envasement des barrages algériens, les divers modes de valorisation possibles de ce matériau ainsi qu'une description des barrages concernés par notre étude en l'occurrence le barrage de Chorfa (ouest algérien).

III.2 Phénomène de l'envasement

Le potentiel hydraulique perd annuellement environ 20 millions de mètres cubes à cause du phénomène d'envasement par le dépôt des sédiments dans les retenues selon Remini, (2002) [107]. Cette quantité est énorme pour certains barrages dont la sédimentation annuelle peut représenter des valeurs de l'ordre de 6% du volume total [107].

Par définition l'envasement des retenues est connu comme étant l'accumulation des dépôts de solides transportés au fond des retenues, les dommages causés par ce phénomène (réduction de la capacité utile, obturation des pertuis de vidange) peuvent être importants, comme, il peut s'avérer extrêmement difficile, voire même impossible d'y remédier particulièrement dans les régions arides et semi arides.

Outre le problème de la diminution de la capacité du réservoir, l'envasement pose un problème de la stabilité des ouvrages [107].

III.2.1 Envasement en quelques chiffres

Dans le tableau ci-dessous, sont donnés les taux d'envasement des différents barrages en Algérie.

N°	Barrage	Wilaya	Capacité initiale Hm ³	Capacité (dernier levé) Hm ³	Envasement annuel Hm ³ /an
01	Meurad	Tipaza	0.30	0.25	0.005
02	Oued-fodda	Chlef	228.00	102.85	2.66
03	Boughzoul	Medea	55.00	20.27	0.66
04	Hamiz	Boumerdes	21.00	15.53	0.35
05	Ghrib	Ain-defla	280.00	115.32	3.20
06	f.-el-gueiss	Khenchla	3.00	0.43	0.03
07	Bou-hanifia	Mascara	73.00	38.11	0.78
08	f.-el-gherza	Biskra	47.00	14.89	0.80
09	Beni-bahdel	Tlemcen	63.00	54.63	0.20
10	Sarno	S.B.Abbes	22.00	21.25	0.12
11	Bakhadda	Tiaret	56.00	39.94	0.27
12	Ksob	M'sila	29.50	12.34	0.30
13	Zardezaz	Skikda	31.00	18.68	0.40
14	Meffrouch	Tlemcen	15.00	14.99	0.12
15	Cheffia	El-taref	171.00	158.83	0.17
16	d.torba	Bechar	350.00	260.25	1.30
17	Fergoug	Mascara	18.00	3.12	1.50
18	s.m.b.a	Relizane	235.00	153.71	1.00
19	Derdeur	Ain-defla	115.00	105.12	0.83
20	Harreza	Ain-defla	70.00	76.65	0.28
21	Merdja.s.a	Relizane	54.90	47.97	0.59
22	Guenitra	Skikda	125.00	117.82	0.13
23	Ouizert	Mascara	100.00	93.91	0.30
24	Keddara	Boumerdes	145.60	142.39	0.05
25	Sidi-yacoub	Chlef	280.00	252.85	0.17
26	Lekhal	Bouira	30.00	27.16	0.17
27	Bou roumi	Blida	188.00	181.86	0.80
28	Ain-zada	Borj.b.a	125.00	121.40	0.50
29	h.grouz	Mila	45.00	40.15	0.40
30	Ain-dalia	S.Ahras	82.00	76.08	0.75
31	Dahmouni	Tiaret	41.00	39.52	0.40
32	Hamam debag	Guelma	200.00	184.35	0.53
33	Beni-amrane	Boumerdes	16.00	11.85	4.10

34	Gargar	Relizane	450.00	358.28	4.50
35	Sidi-abdelli	Temcen	110.00	106.61	0.18
36	Harbil	Medea	1.00		
37	Ladrat	Media	10.00	8.47	0.02
38	c.bougara	Tissemsilt	13.00	11.32	0.30
39	Chorfa	Mascara	82.00	70.21	0.36
40	Boukourdane	Tipaza	97.00	105.00	0.36
41	Beni-zid	Skikda	40.00	39.39	0.52
42	Babar	Khenchla	41.00	38.01	0.68
43	Oued-cherf	S.Ahras	157.00	152.65	0.52
44	Mexa	El-taref	47.00	30.27	0.11
45	Mexa	El-taref	47.00	30.27	
46	h.boughrara	Tlemcen	177.00	175.45	0.43
47	Brezina	El bayadh	122.50	108.47	1.20
48	f.d.gazelles	Biskra	55.50	54.74	0.30
49	Zit emba	Skikda	117.39	116.59	0.24
50	Taksebt	Tizi-ouzou	175.00	181.02	0.26
51	El-agrem	Jijel	33.90	33.04	0.09
52	Beni-haroun	Mila	960.00	960.00	0.00
53	k.medouar	Batna	69.10	74.32	0.02
54	o.mellouk	Ain-defla	127.00	127.00	1.40
55	Sikkak	Tlemcen	27.00	27.00	0.11
56	Tilesdit	Bouira	167.00	167.00	0.69
57	Koudiart rosfa	Tissemsilt	75.00	75.00	1.15
58	Kramis	Mostaganem	45.38	45.38	0.55
59	s.m.ben talba	Ain-defla	75.00	75.00	0.40
60	t.nador	Tipaza			
61	Tchy-haf	Bedjaïa	80.00	61.80	4.70
62	t.chiffa	Medea			
63	bougous	El-taref	120.00	120.00	
64	Kissir	Jijel	68.00	68.00	0.15
65	k.acerdoune	Bouira	640.00	640.00	4.00
66	Boussiaba	Jijel	120.00	120.00	0.35
67	Kerrada	Mostaganem	70.00	70.00	

Tableau I.6 : Quelques barrages envasés en Algérie (ANBT, 2011)

Le tableau montre la forte variation de l'envasement d'un barrage à l'autre où on trouve que la quantité des sédiments déposés en 2011 est de 970 hm^3 , soit un taux de comblement de 12% de la capacité totale de $7,78 \times 10^3 \text{ hm}^3$ (Figure I.32) et un taux d'envasement annuel de 52.94

hm³/an, dont le barrage qui a un taux d'envasement élevé est celui de Tchy-Haf situé à Bedjaïa, suivi par celui de Gargar à Relizane et Beni-Amrane à Boumèrdes etc..., (Figure I.33).

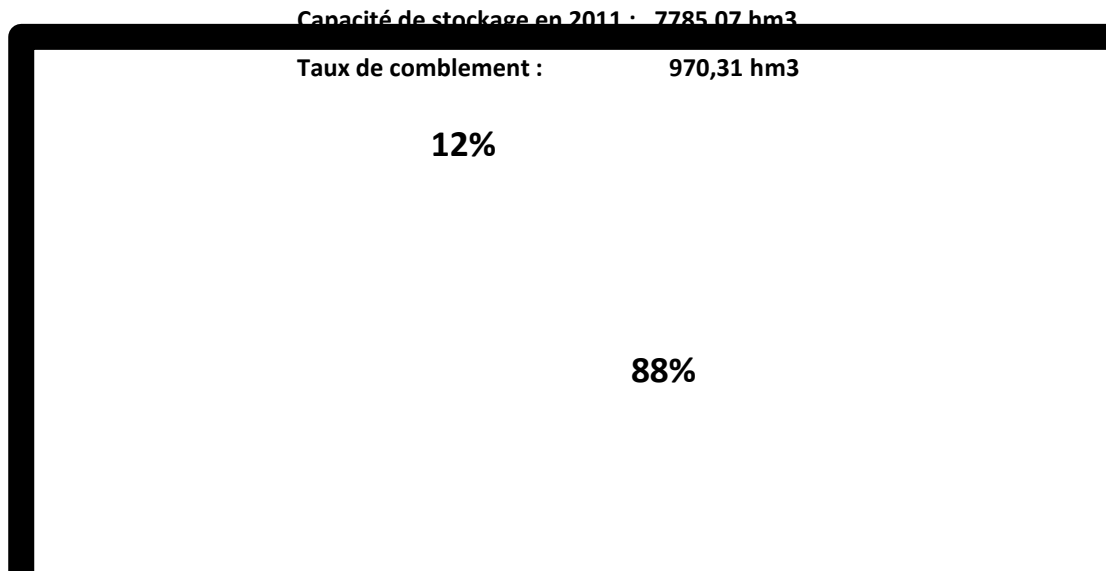


Figure I.32 : Le taux de comblement par rapport à la capacité totale des barrages Algériens

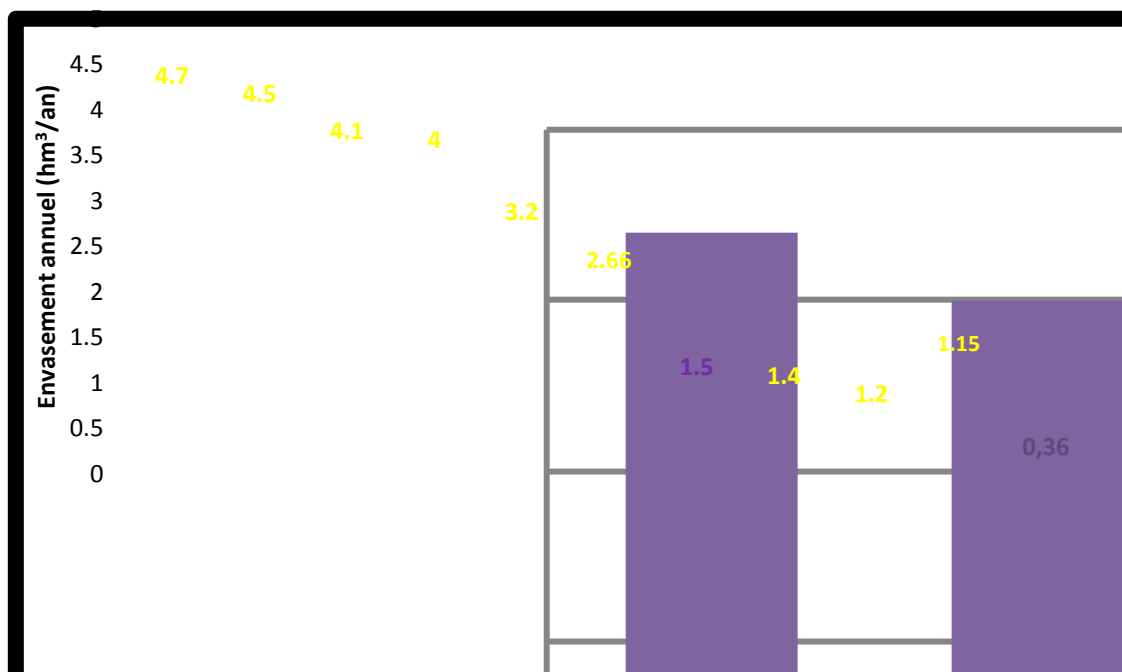


Figure I.33 : L'envasement annuel de quelques barrages Algériens

L'envasement des barrages algériens constitue actuellement une préoccupation essentielle qui met les services de mobilisation des ressources hydrauliques devant des difficultés supplémentaires du fait que les procédés de lutte contre l'envasement s'avèrent peu efficaces et onéreux.

III.2.2 Présentation du barrage Chorfa

Le barrage Chorfa (ainsi appelé après la réalisation de sa nouvelle digue) situé dans la Daïra de Sig, à une quarantaine de kilomètres du chef-lieu de la wilaya de Mascara, de capacité initiale 82 Hm³, régularise les eaux du sous bassin de la Mekerra (Oued Mebtouh), et alimente les localités de Oued Mebtouh, Boudjehaha El-Bordj et Aïn Adden qui relèvent du territoire de la wilaya de Sidi Bel-Abbès. La production actuelle dépasse les 25 000 m³/jour. Sachant qu'il est d'une capacité de 70 millions de mètres cubes, en raison de la sécheresse qui sévit dans la région, son niveau de remplissage a baissé à 13,5 millions de mètres cubes.

La situation géographique du barrage de Chorfa est représentée dans la Figure I.34

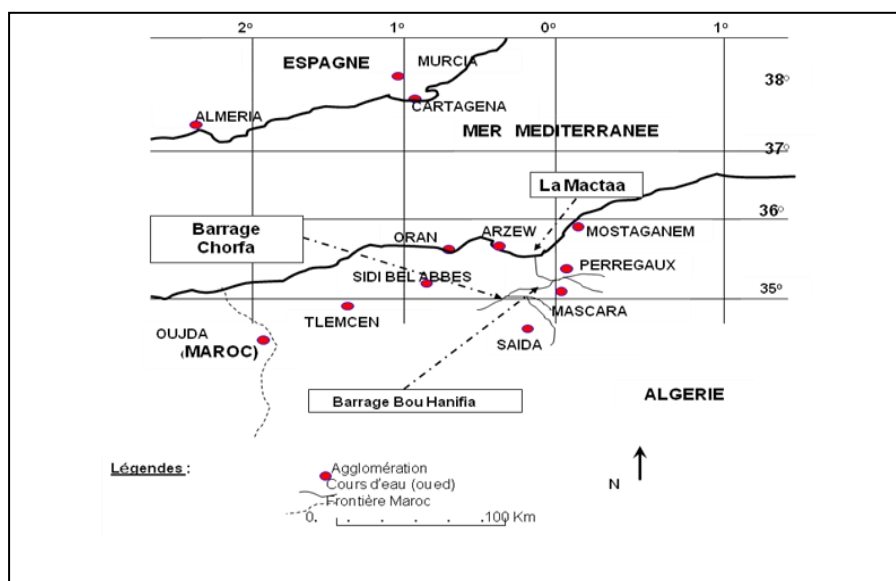


Figure I.34 : Situation géographique de la ville de Mascara et du barrage des Chorfa

Les figures I.35 I.36 et I.37 représentent des photos récentes du barrage Chorfa.



Figure I.35 : Vue générale du barrage de Chorfa

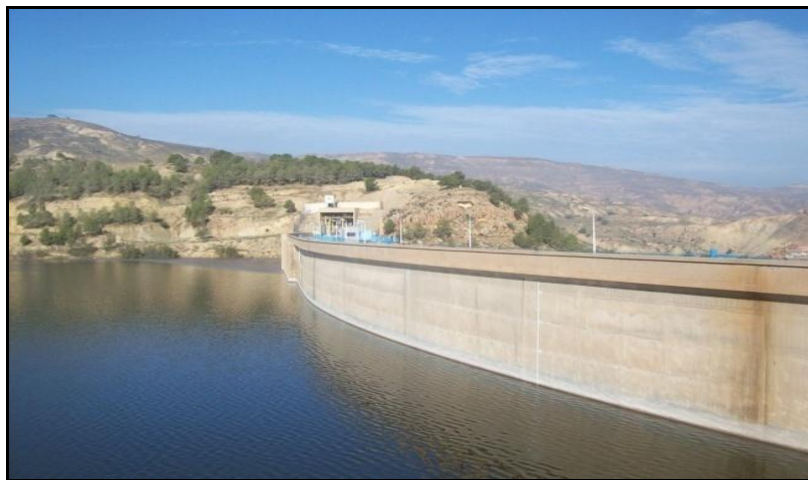


Figure I.36 : Vue du coté interne de la digue du barrage Chorfa



Figure I.37 : Vue du coté interne de la digue du barrage Chorfa

Le barrage Chorfa comme beaucoup d'autres en Algérie est soumis à un phénomène d'envasement progressif. Au bout des dernières années sa capacité a chuté d'une dizaine de millions de m³; soit un taux annuel d'envasement dépassant un million de m³.

Cela traduit la complexité du problème: construire l'ouvrage, le protéger, le vidanger régulièrement, préserver le site amont et aval. La valorisation des produits issus du dragage contribue sans aucun doute au développement de la région et à la résolution des questions liées au largage des vases.

III.3 Les sédiments de dragage (vase)

III.3.1 Définition et origine

Les sédiments, plus communément appelés vases, sont définis comme « un ensemble constitué par la réunion de particules plus ou moins grosses ou de matières précipitées ayant, séparément, subi un certain transport ». La sédimentation désigne l'ensemble des processus par lesquels ces particules organiques ou minérales en suspension et en transit cessent de se déplacer [116].

On distingue 2 origines aux sédiments:

- **Origine endogène** : les particules proviennent de la production autochtone du milieu. Il s'agit de débris de macrophytes comme les plantes aquatiques, les cadavres de microphytes et d'animaux [117].
- **Origine exogène** : il s'agit des particules qui sont issues du ruissellement des eaux ou bien transportées par les vents. D'origines naturelles ou anthropiques, elles proviennent de l'érosion des sols, de la décomposition de matière végétale, de l'apport de matière en suspension, matières organique, le nutriments ou de micropolluants en raison des rejets agricoles, industriels et domestiques [119].

III.3.2 Constitution des sédiments

Les vases sont constituées de 4 éléments principaux [120]

1. La matrice minérale (quartz, feldspaths ou carbonates) ;
2. La fraction argileuse (kaolinite, illite ou montmorillonites) ;
3. La fraction organique (débris végétaux, micro-organismes, acides fulviques et humiques);
4. Une certaine quantité d'eau, présente sous différentes formes.
 - c) L'eau colloïdale qui hydrate les colloïdes ;

d) L'eau adsorbée qui est liée à la surface des particules et constitue un film autour d'elles.

III.3.3 Le dragage des sédiments

Le curage ou bien le dragage constitue une opération de restauration, d'entretien voire d'assainissement indispensable à la prévention des risques d'inondation, au rétablissement du tirant d'eau pour la navigation, et aussi à la restauration du milieu naturel [124]. La figure I.38 présente une photo d'un engin mécanique de dragage :



Figure I.38 : Engin mécanique de dragage [125]

L'extraction et l'évacuation des sédiments sont les deux phases importantes d'une opération de dragage. En effet, lors de ces phases, les sédiments subissent de nombreuses transformations pouvant modifier leurs caractéristiques et leurs comportements. Ces deux étapes peuvent aussi avoir un impact direct sur l'environnement par la remise en suspension de ces sédiments. Il y a quatre principales techniques de dragage : dragage en eau, dragage hydraulique, dragage mécanique et dragage pneumatique, [120].

1. **Les dragages en eau** : consiste à la remise en suspension et la dispersion des sédiments par un courant naturel ou artificiellement entretenu et ils sont éparpillés ou transférés vers une zone définie.

2. **Les dragages hydrauliques** : utilisent des pompes centrifuges, aspirant à travers un tube d'élinde, les sédiments sous forme de boues liquides de haute teneur en eau.

3. **Les dragages pneumatiques** : fonctionnent sur le même principe que les dragues hydrauliques mais avec une aspiration générée par des pompes à air comprimé.

4. **Les dragages mécaniques** : agissent par action mécanique d'un outil (benne, godet) directement sur les matériaux à draguer.

La gestion des sédiments dragués se fait suivant 4 grandes filières d'élimination : • le stockage sous eau, • la mise en décharge, • le stockage • la valorisation.

III.3.4 La valorisation des sédiments de dragage

La valorisation, à chaque fois qu'elle est possible, confère aux produits de dragage une valeur incontestable. Il y a 2 grands domaines possibles d'utilisation des sédiments :

- ✓ L'agriculture ;
- ✓ Le Génie Civil.

Dans notre étude, nous nous intéresserons à la valorisation en Génie Civil. Le large éventail de technique et de qualité acceptables pour les matières premières dans le secteur du génie civil et des travaux publics permet aux sédiments de dragage de trouver plus facilement un réemploi. Dans le bâtiment, ils peuvent être utilisés pour la fabrication de briques, de mortiers, de bétons de toutes classes de résistance. Dans la route, compte tenu du volume important potentiellement utilisable, ils constituent une voie privilégiée, ils peuvent être utilisés en tant que matériaux pour remblais, couches de forme, assises de chaussées non traitées ou traitées. Les déchets remplacent ainsi une partie de matériaux traditionnels.

Les sédiments traités ayant des propriétés hydrauliques ou pouzzolaniques peuvent être utilisés en tant que liant. Lorsque les sédiments traités sont considérés comme inertes, leur utilisation peut alors être envisagée en tant que granulats.

▪ Etudes relatives à la valorisation de la vase

Dans le cadre de sa recherche sur l'envasement du barrage de Fergoug, [154] a démontré que l'analyse minéralogique au DRX (Figure I.39) a mis en évidence la prépondérance du quartz et de la calcite ainsi que la présence de dolomite et kaolinite, l'analyse thermique différentielle (ATD) (Figure I.40) a permis de détecter la présence de la kaolinite et celle des carbonates, le traitement thermique par calcination à 750 C° de la matière argileuse a permis la formation d'une structure amorphe à caractère pouzzolanique.

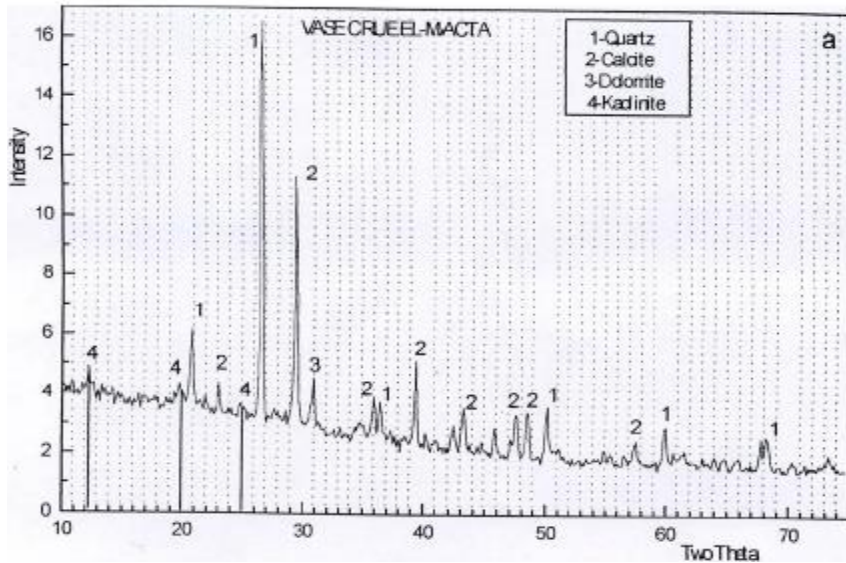


Figure I.39 : Courbe DRX de la vase de Fergoug [154]

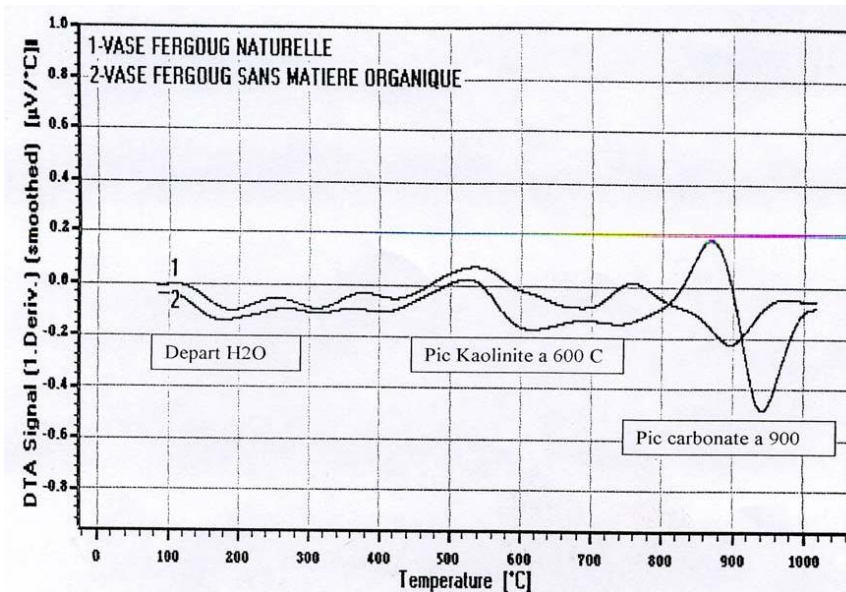


Figure I.40 : Courbe ATD de la vase de Fergoug [154]

Ce caractère a été mis en évidence à l'aide d'essais mécaniques effectués sur des pâtes durcies confectionnées à partir d'un mélange ciment et vase calcinée à différents pourcentages.

Les résultats obtenus étaient de plus intéressants, en effet l'optimisation d'un pourcentage approprié a démontré que ce mélange développe des propriétés mécaniques intéressantes (résistance à la compression); notamment pour un taux de 30 % qui s'avérait très satisfaisant et peut être intéressant pour la fabrication de ciment à moindre coût (Figure I.41).

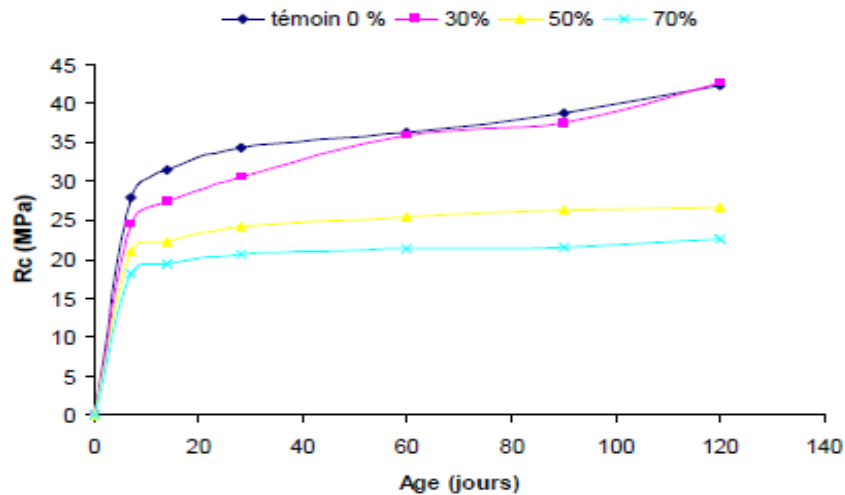


Figure I.41: Résistance mécanique des quatre mélanges étudiés [154]

Plusieurs thèses de magister ont été réalisées évoquant la possibilité de fabriquer des mortiers [115] et des bétons [116] dont le ciment est composé de vase calcinée utilisant des dosages allant jusqu'à 20 %.

III.4 Les pouzzolanes

Les pouzzolanes naturelles sont des substances d'origine volcanique ou des roches sédimentaires essentiellement composées de silice, d'alumine et d'oxyde de fer et ayant naturellement des propriétés pouzzolaniques : elles sont capables de réagir en présence d'eau, avec de l'hydroxyde de chaux pour donner naissance à des nouveaux composés stables, peu solubles dans l'eau et possédant des propriétés liantes [103]:

Les pouzzolanes doivent leur nom aux cendres volcaniques de la région de Pouzzoles, en Italie, dont l'utilisation et les propriétés liantes étaient connues à partir de l'époque romaine [103]. Leur composition chimique est proche de celle des cendres volantes, mais elles sont produites à haute température par les éruptions volcaniques.

Les matériaux pouzzolaniques naturels que l'on rencontre le plus communément sont les cendres volcaniques, la pouzzolane naturelle, la pierre ponce, les argiles schisteuses, les opalines, les terres à diatomées calcinées et l'argile cuite. En raison de leurs propriétés physiques, certaines pouzzolanes naturelles peuvent poser des problèmes. Par exemple, les terres à diatomées, du fait de leur nature anguleuse et poreuse, nécessitent un dosage en eau élevé.

III.4.2 La pouzzolane naturelle de Béni-Saf

Les formations volcaniques du littoral oranais se développent sur une étendue de 160 km de long, allant de la frontière Algéro-Marocaine au Cap sigale à 35 km à l'Est de la ville d'Oran. La largeur de cette bande atteint 20 km. Dans la région de Béni-Saf les formations géologiques d'origine volcanique sont nombreuses. Plusieurs carrières de pouzzolanes y sont exploitées au profit des cimenteries locales et approvisionnement d'autres cimenteries de régions plus éloignées.

Le laboratoire de la cimenterie de Béni-Saf, sous l'égide de la SNMC (Société Nationale de Matériaux de Construction), a effectué plusieurs séries d'essais dans le but de produire à une échelle industrielle un ciment de type CEM II en incorporant au ciment portland (CEM I) de la pouzzolane. Les conclusions suivantes ont été émises [114]:

- ✓ Substituer un pourcentage de produit de moindre coût (pouzzolane naturelle) au ciment (CEM I) plus coûteux, diminue son coût de revient.
- ✓ L'utilisation de la pouzzolane comme ajout dans les ciments, en plus de l'aspect économique, offre de meilleures performances techniques : le CEM II obtenu est de classe supérieure.
- ✓ Une amélioration des résistances mécaniques ainsi que la durabilité chimique des mortiers et bétons ont été constatées. Cela est attribué aux effets physiques et pouzzolaniques de l'ajout.
- ✓ La quantité d'ajout doit être définie par des essais préliminaires en fonction des caractéristiques de la pouzzolane substituée et des caractéristiques techniques recherchées.
- ✓ Les résistances mécaniques ainsi que la durabilité chimique des mortiers à base de pouzzolane ont nettement été améliorées avec l'augmentation de la finesse de la pouzzolane.

III.4.3 Etudes relatives à la Pouzzolane Naturelle de Béni-saf

D'après l'étude de Semcha [114], l'effet pouzzolanique pour les mélange 20% et 30% de pouzzolane est remarquable à partir de 45 jours. Cela est dû à la réaction pouzzolanique qui ne s'amorce qu'à partir du moment où la chaux est libérée par l'hydratation du ciment. Quelques études Belas Belaribi et al., Mebrouki et al., Eziane et al., Mouli et Khelafi, ont démontré que la pouzzolane du Beni-Saf possède des propriétés pouzzolaniques et améliorent les propriétés des matériaux cimentaires dans lesquels elle est incorporée.

Elle est employée et commercialisée principalement auprès des cimenteries qui l'utilisent comme ajout actif à des taux de 15 à 20 % dans la fabrication des ciments composés [111]. Habituellement, seules les caractéristiques mécaniques (résistance à la compression et à la flexion) sont vérifiées. La connaissance des performances de cette pouzzolane en termes de durabilité demeure encore limitée [111].

III.5 Conclusion

En dépit d'énormes quantités de sédiments présents dans les barrages en Algérie notamment celui de Chorfa de la wilaya de Mascara, leur valorisation dans la confection des bétons semble être une alternative bien fondée par rapport aux caractéristiques prometteuses de ces matériaux.

Plusieurs travaux ont été menés dernièrement pour étudier l'effet des additions minérales sur les propriétés mécaniques et sur la résistance dans les milieux agressifs des mortiers et bétons, soit en substitution d'une partie du ciment soit en addition au béton, mais rares sont les études détaillées réalisées sur les performances des bétons à base de sédiments de dragage et encore moins sur des bétons incorporant la vase.

L'objectif de cette étude est de valoriser un sédiment de dragage qui est la vase draguée des barrages de Chorfa et l'utiliser après calcination dans la confection d'un béton ordinaire et étudier les propriétés physico-mécaniques et de durabilité de ce béton.



Partie II :
MATERIAUX ET METHODES
EXPERIMENTALES



Chapitre : 1

MATERIAUX



CHAPITRE 1 : Matériaux

II.1 Introduction

Les objectifs de cette étude expérimentale visent à réaliser des bétons ordinaires à base de sédiments (vase calcinée) en caractérisant leurs performances physiques, mécaniques et de durabilité.

Le béton ordinaire est constitué de ciment, de granulats, d'eau, d'adjuvants et d'ajouts. En effet, le travail que nous présentons met en évidence l'utilisation de la vase calcinée du barrage de Chorfa (Mascara), dans le but de son exploitation en substitution partielle au ciment.

Le comportement rhéologique du béton est le résultat d'une interaction complexe entre ses divers constituants, c'est la raison pour laquelle, des essais de caractérisation et d'identification des matériaux entrant dans les compositions des matériaux cimentaires étudiés (pates et bétons) sont décrits dans ce chapitre.

II.2 Identification des matériaux

II.2.1 Ciment

Un seul type de ciment a été utilisé pour des différentes compositions : un ciment CEMI 42,5 ES provenant de l'usine de Zahana (Ouest Algérien). Le choix du ciment sans ajouts nous permettra d'un côté d'éviter l'interaction entre ses additifs et le substituant (vase calcinée), et d'un autre côté d'étudier l'effet de ce substituant sur les performances des bétons ordinaires.

Il a une surface spécifique Blaine de 3180 cm²/g et une densité de 3,03. Le détail de sa composition chimique et minéralogique est donné dans les tableaux II.1 et II. 2.

Elément	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃	K ₂ O	Na ₂ O	PF	RI
Teneur en %	22.30	5.10	3.99	63.60	1.43	1.24	0.70	0.34	1.18	0.36

Tableau II.1: Composition chimique du ciment

C ₃ S	C ₂ S	C ₃ A	C ₄ AF	CaO libre
53.13	23.55	6.76	12.13	< 01

Tableau II.2: Composition minéralogique (%) du clinker

II.2.2 Granulats

Les graviers utilisés dans la confection des bétons de classes 3/8 et 8/15 sont calcaires et proviennent de la carrière de Kristel située dans la région d'Oran. Tandis que les sables 0/3 ils sont d'origine calcaire pour le sable de carrière de Kristel et siliceuse pour le sable de mer de Sidi Lakhdar.

L'utilisation des deux sables (avec des pourcentages de 60% sable de carrière et 40% sable de mer) s'avère nécessaire pour apporter la correction granulaire au mélange afin qu'il puisse s'insérer dans le fuseau normalisé. La figure II.1 représente les granulats utilisés pour la confection de nos bétons.

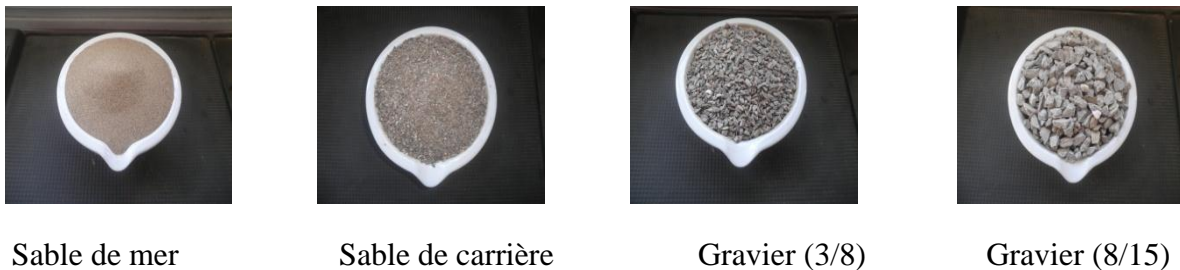


Figure II.1 : Les granulats utilisés pour la confection de nos bétons

Les analyses chimiques et physiques du sable de mer de Sidi-Lakhdar et des granulats de Kristel sont données dans les tableaux II.3 et II.4.

Constituants chimiques	Sable de mer (%)	SC, G3/8, G8/15 (%)
Silice SiO ₂	88.78	2.06
Chaux CaO	9.80	54.58
Magnésie MgO	0.42	0.14
Alumine Al ₂ O ₃	1.37	-
Oxyde de fer Fe ₂ O ₃	0.94	0.13
Sulfates SO ₃	0.03	-
Nature	Siliceuse	Calcaire

Tableau II.3 : Analyse chimique du sable de mer de Sidi-Lakhdar et des granulats de Kristel

Caractéristiques		Sable de mer (SM)	S. de carrière (SC)	Graviers	
				(3/8)	(8/15)
Masse volumique apparente (g/cm ³)		1.50	1.52	1.42	1.41
Masse volumique absolue (g/cm ³)		2.64	2.65	2.59	2.63
Equivalent de sable (%)	Visuel	95.89	93.55	-	-
	Piston	94.03	89.26	-	-
Module de finesse		1.39	3.2	-	-
Pourcentage de fines (%)		0.30	1.06	0.41	0.33
Absorption (%)		1.12	0.81	0.58	0.61

Tableau II.4 : Tableau récapitulatif des caractéristiques physiques des granulats utilisés
Les courbes granulométriques des granulats sont données par la figure II.2.

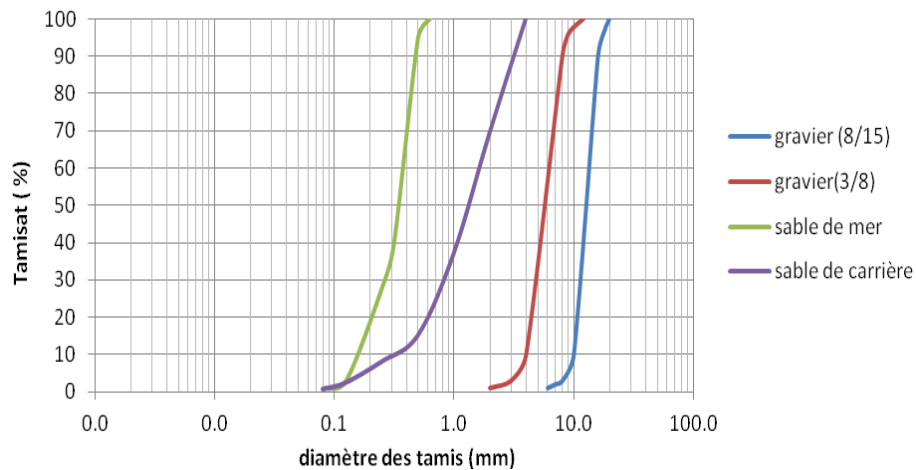


Figure II.2 : Courbes granulométriques des différents granulats utilisés

II.2.3 La Vase Calcinée

Les vases étudiées sont prélevées en aval du barrage de Chorfa dans la zone de rejet après dragage. Les essais de caractérisation physiques, chimiques et minéralogiques ont été effectués sur des échantillons prélevés par soins.

La composition chimique de la vase permet d'envisager la transformation des structures argileuses stables en structures amorphes, cette transformation nous assure la réactivité pouzzolanique recherchée pour la substitution envisagée.

Nous avons donc concrétisé le processus de préparation et de transformation par traitement thermique de l'échantillon de vase, ce qui nous a permis par la suite de procéder à l'évaluation des caractéristiques physiques et des performances mécaniques de cette vase.

La vase draguée passe par les étapes suivantes (Figure II.3) : [155].

1. **Séchage** : L'échantillon de vase est d'abord séché par passage à l'étuve (105 °c) afin d'éliminer toute éventuelle humidité et faciliter son broyage ainsi que son tamisage.
2. **Concassage** : La vase étuvée est concassée pour faciliter son broyage.
3. **Broyage** : La vase concassée est totalement broyée.
4. **Tamisage** : La vase broyée est tamisée par voie sèche à travers un tamis de 80 µm où seul le passant est considéré par la suite.
5. **Calcination** : C'est un traitement thermique effectué sur la vase préparée préalablement par cuisson à 750 °c [154], [156].

La vitesse de cuisson doit être réglée à 5 °c/min afin d'éviter les chocs thermiques, ensuite, la température de cuisson qui est de (750 °c ±5) est maintenue constante pendant 05 heures pour obtenir à la fin le produit final qui est la vase calcinée et qui doit être conservé à l'abri de l'air et de l'humidité dans des sacs hermétiques.

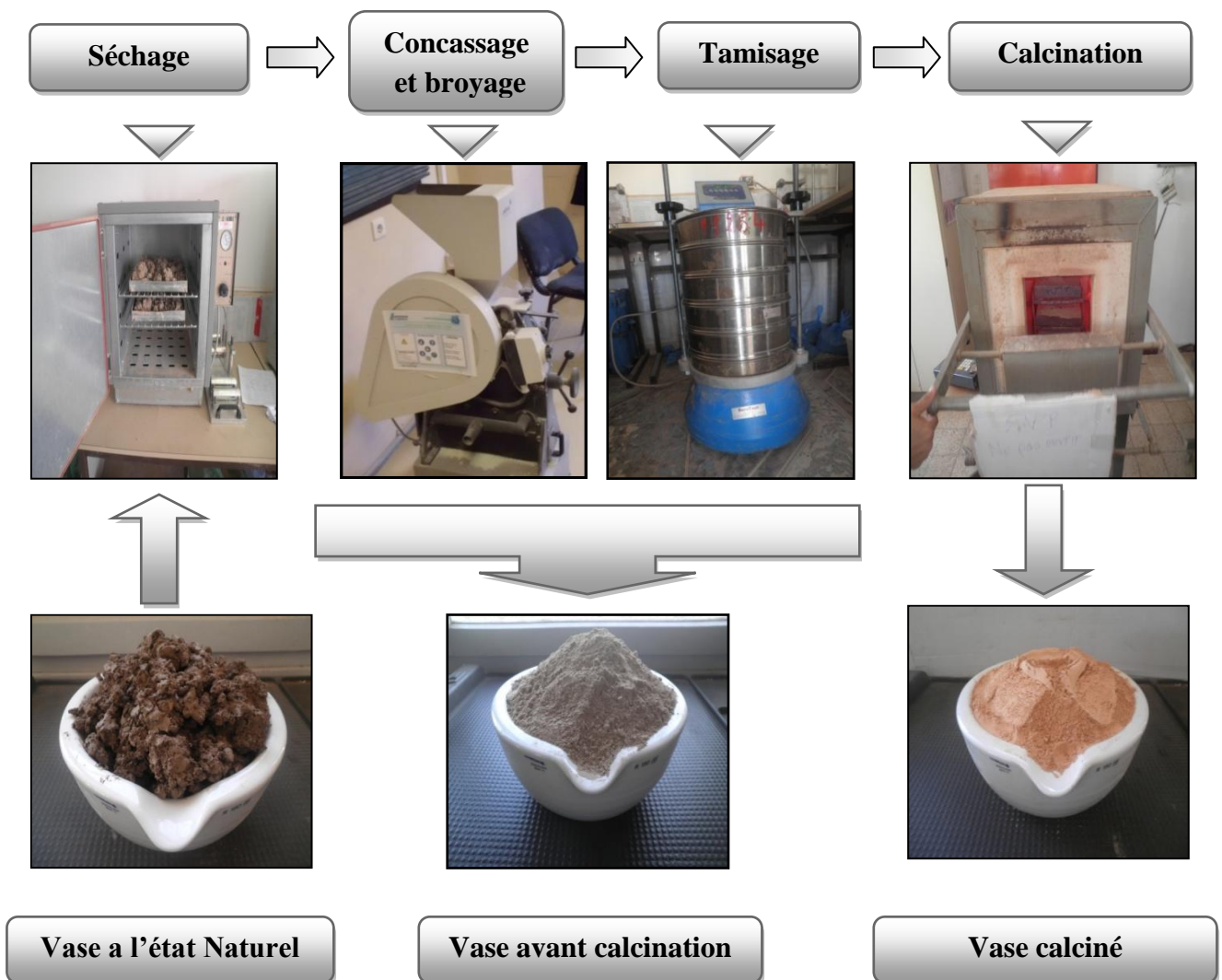


Figure II.3 : Les étapes de la préparation de la vase

Les caractéristiques chimiques et physiques des vases après calcination sont représentées dans le tableau II.5 [157], [158].

Élément		SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃	K ₂ O	Na ₂ O	PF
Teneur en %	Vase calcinée de Chorfa	47,36	15,75	7,43	23,08	2,67	0,17	2,97	0,37	1,76

Tableau II.5 : Caractéristiques chimiques des vases après calcination

Les méthodes et les manipulations utilisées pour la caractérisation physique de la vase sont les mêmes que celles utilisé pour le ciment.

II.2.3.1 Granulométrie

L'analyse granulométrique d'un échantillon de la vase utilisée est donnée par la figure II.4.

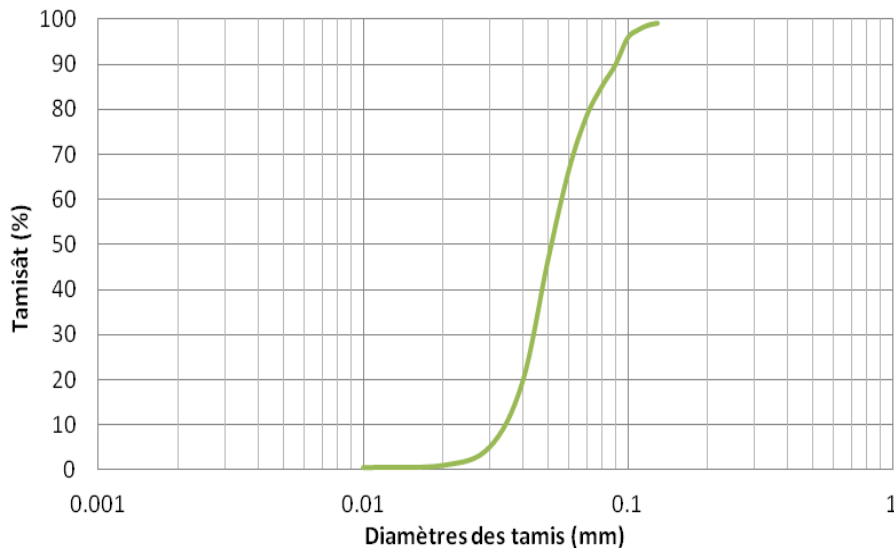


Figure II.4 : Courbe granulométrique de la vase utilisée

II.2.3.2 Les masses volumiques et Surface spécifique

Elles sont représentées dans le tableau II.6.

Caractéristiques	Vase Chorfa
Masse volumique apparente de la vase (g/cm ³)	0,49
Masse volumique absolue de la vase (g/cm ³)	2,65
Finesse suivant la méthode de Blaine (cm ² /g)	6446

Tableau II.6 : Tableau récapitulatif des caractéristiques physiques de la vase

L'analyse chimique et minéralogique de la vase étudiée (Figure II.5a) révèle la présence des minéraux essentiels, tels que la silice et l'alumine qui composent les liants hydrauliques les plus courants [159], [160]. La figure II.5b montre l'apparence rugueuse et poreuse des grains de vase calcinés. Il suffirait d'activer thermiquement les minéraux d'argile afin qu'ils puissent réagir avec de l'eau si la teneur en calcaire est adéquate, pour former des composés qui se durcissent à température ambiante [161], [162].

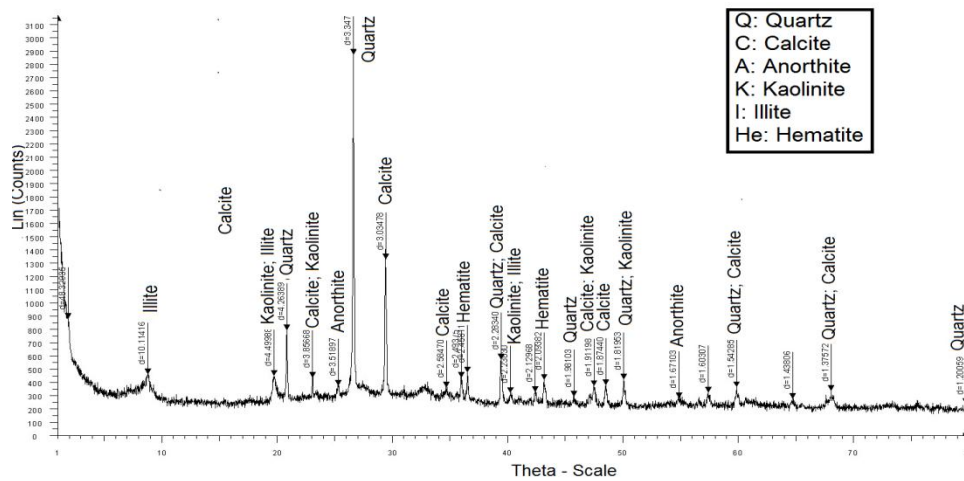


Figure II.5a: Analyse DRX de la boue calcinée

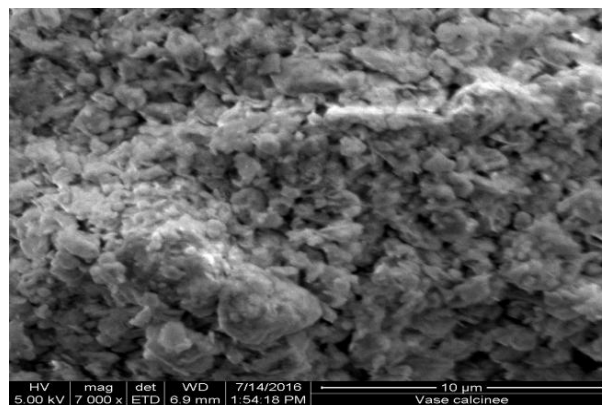


Figure II.5b: Analyse EDS de la boue calcinée

II.2.4 L'adjuvant

L'adjuvant utilisé pour confectionner notre béton est un PLASTIMENT® BV 40 (SIKA); Plastifiant/Réducteur d'Eau pour hautes résistances mécaniques.

Le PLASTIMENT® BV 40 est un plastifiant réducteur d'eau énergétique qui:

- augmente la compacité du béton, entraînant ainsi une amélioration des résistances mécaniques et de l'imperméabilité,

- facilite la mise en place du béton,
- permet éventuellement de réduire le dosage en ciment,
- permet d'obtenir un retard de début de prise plus ou moins important en augmentant le dosage normal d'utilisation de béton à performances élevées, aussi bien à l'état frais qu'à l'état durci.

Les caractéristiques de l'adjuvant utilisé sont données dans le Tableau II.7:

Caractéristiques	PLASTIMENT® BV 40
Aspect	Liquide brun foncé
Densité	$1,180 \pm 0,015$
pH	4.5 ± 1
Teneur en Na_2O Eq.	$\leq 2 \%$
Extrait sec	$38,5 \pm 1,9 \%$
Teneur en ions Cl^-	$\leq 0,1 \%$
Plage d'utilisation	à 1%

Tableau II.7: Caractéristiques du PLASTIMENT® BV 40

II.3 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons identifié tous les matériaux entrant dans la composition des bétons ordinaires ce qui constitue une étape indispensable avant d'entamer l'étude expérimentale de ces bétons.

La vase issue du dragage de Chorfa a nécessité un traitement thermique qu'on appelle ; la calcination ; afin de la rendre réactive.



Chapitre : 2

METHODES EXPERIMENTALES

CHAPITRE 2 : Méthodes expérimentales

II.1 Introduction

Dans ce chapitre, les essais expérimentaux réalisés au cours de notre étude sont décrits. Ces essais sont relatifs à l'étude des propriétés des matériaux cimentaires (pâtes et bétons) à base de vase calcinée, ainsi que des formulations témoins pour le besoin de comparaison.

Le début des investigations a été sur pâtes normalisées par des essais de mesure de temps de prise et de chaleur d'hydratation, puis sur des bétons par des essais de caractérisation à l'état frais, durci et de durabilité.

Les modes opératoires des essais expérimentaux cités dans ce chapitre s'appuient sur des textes normatifs.

L'organigramme présenté par la Figure II.6 détaille les étapes de l'étude.

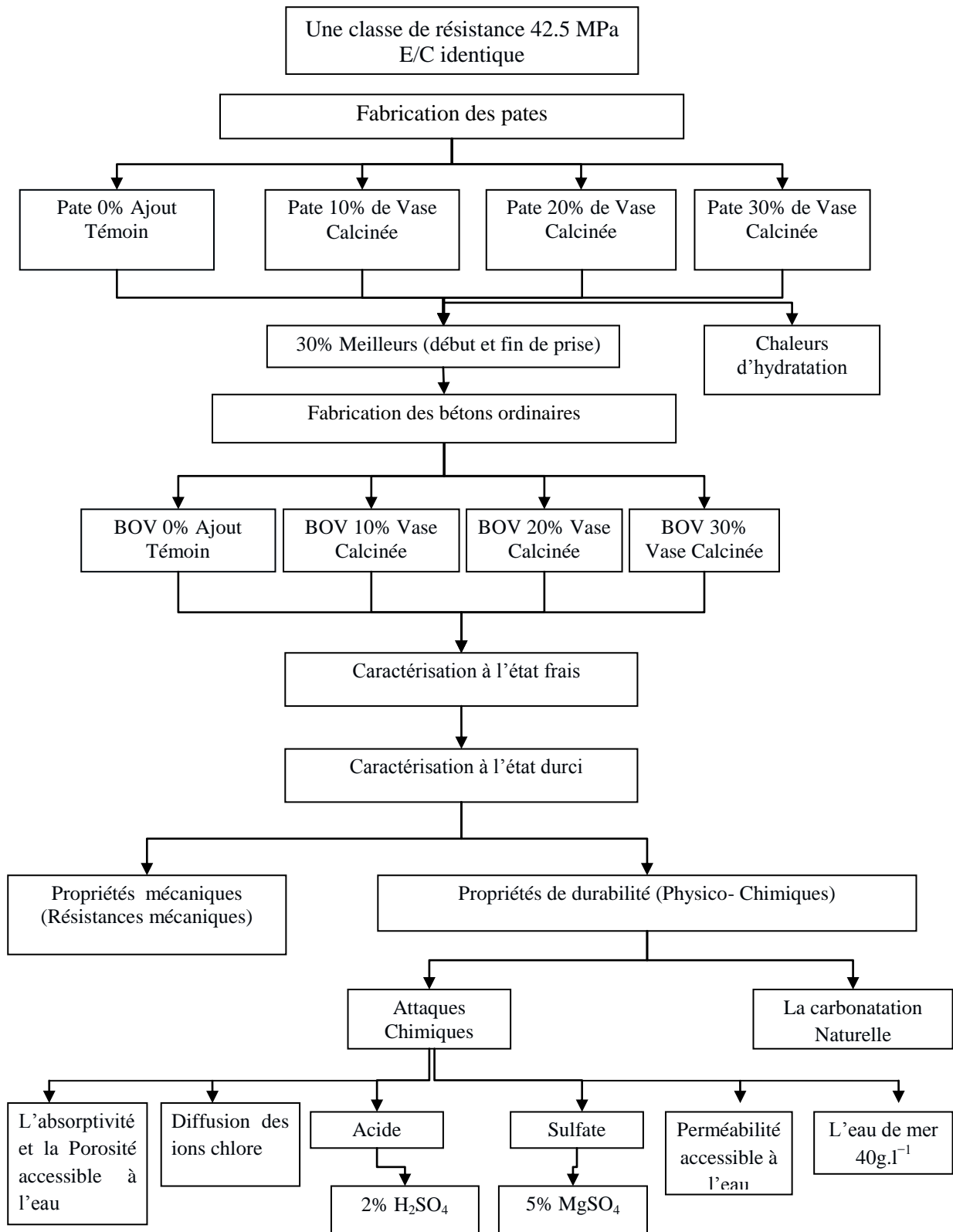


Figure II.6: Organigramme résumant le travail expérimental mené dans cette étude

II.2 Essais sur pâtes normalisées

II.2.1 Essai de consistance

Pour chaque liant hydraulique, il y a une teneur en eau nécessaire qui donne à la pâte une consistance dite « normale ». Cette consistance est déterminée selon la norme NF EN 196-3 à l'aide de l'appareil de Vicat muni d'une sonde (Figure II.7).

La consistance de la pâte de ciment est sa plus ou moins grande fluidité. C'est une caractéristique qui évolue au cours du temps. Pour pouvoir étudier l'évolution de la consistance en fonction des différents paramètres, il faut pouvoir partir d'une consistance qui soit la même pour toutes les pâtes étudiées.

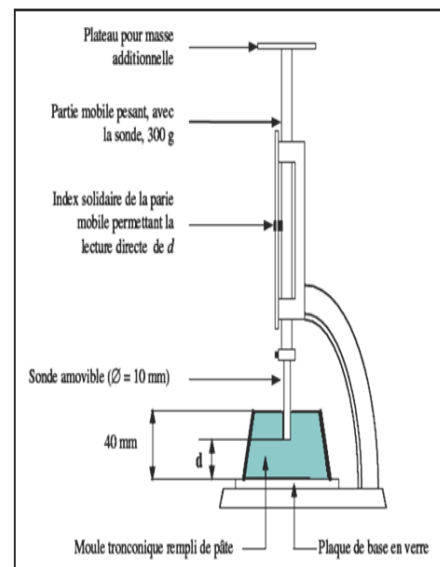


Figure II.7: Appareil de Vicat muni de la sonde de consistance

La distance (d) caractérise l'aptitude de la consistance de la pâte étudiée. Si $d = 6 \pm 1$ mm (comptée à partir de la base du cône de l'appareil); on dit que la consistance de la pâte étudiée est normalisée, si non ($d > 7$ mm : il n'y a pas assez d'eau ou $d < 5$ mm: il y a trop d'eau), il convient de refaire l'essai avec une valeur différente du rapport E/L jusqu'à atteindre la valeur recherchée de la consistance.

II.2.2 Essai de prise

Il est nécessaire de connaître le temps de début de prise des liants hydrauliques en vue de déterminer le temps disponible pour la mise en œuvre in situ des mortiers et des bétons dont ils sont confectionnés. Les essais se font à l'aide de l'aiguille de Vicat qui donne deux repères pratiques: le début et la fin de prise.

L'essai consiste à suivre l'évolution d'une pâte à consistance normalisée. L'appareil utilisé est l'appareil de Vicat équipé d'une aiguille de 1,13 mm de diamètre (Figure II.8); quand sous l'effet d'une charge de 300 g l'aiguille s'arrête à une distance (d) du fond du moule telle que $d = 4 \pm 1$ mm on dit que le début de prise est atteint. Ce moment, mesuré à partir du début du malaxage, est appelé « temps de début de prise ». Le « temps de fin de prise » est celui au bout duquel l'aiguille ne s'enfonce plus que de 0,5 mm.

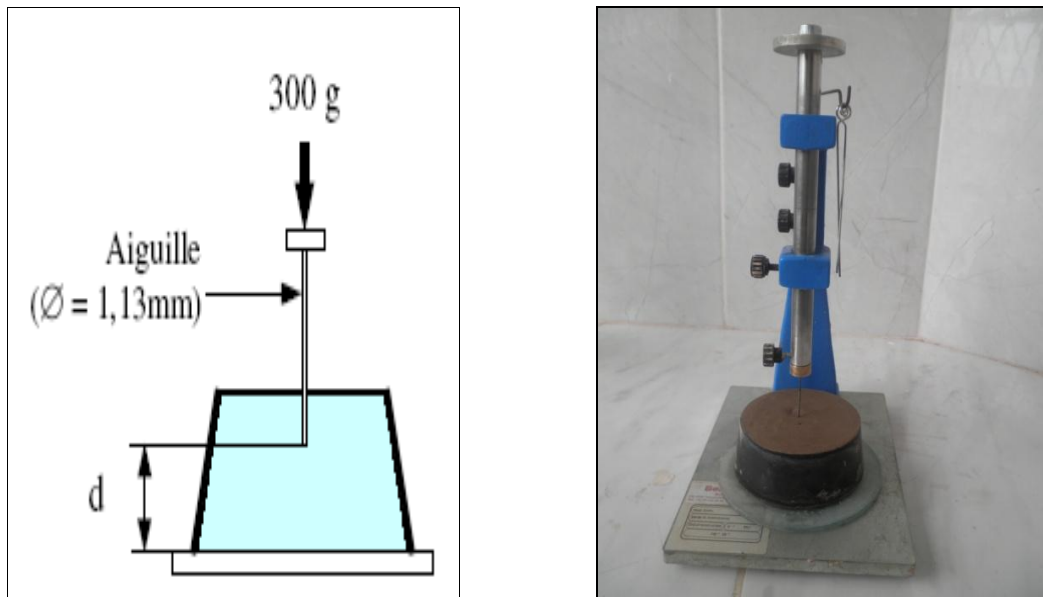


Figure II.8: Appareil de Vicat muni d'aiguille

II.3.3 Essai de chaleur d'hydratation

Selon la norme NF EN 196-9, un essai réalisé sur des pâtes décrit une méthode de mesure de la chaleur d'hydratation des ciments par microcalorimètre semi-adiabatique, dite méthode de Langavant.

L'essai a pour but de mesurer en continu la chaleur d'hydratation du ciment au cours des tout premiers jours. La chaleur d'hydratation est exprimée en joules par gramme de ciment.

La méthode semi-adiabatique consiste à introduire un échantillon de pâte fraîchement préparé (à base de 10, 20 et 30% de vase calcinée), dans un microcalorimètre (Figure II.9) afin de déterminer, d'après l'évolution de la température, la quantité de chaleur dégagée. À une échéance donnée, la chaleur d'hydratation du ciment contenu dans l'échantillon est égale à la somme de la chaleur accumulée dans le calorimètre et de la chaleur dissipée vers le milieu ambiant pendant toute la durée de l'essai.

Etant donné que les conditions extérieures sont très influentes, le test a été effectué dans une chambre climatisée à $20 \pm 2 \text{ }^\circ\text{C}$.



Figure II.9 : Microcalorimètre (Laboratoire GeM de l'IUT de Saint-Nazaire, Nantes – France)

La température est définie comme étant la différence entre la température de la pate testée et une pate inerte âgée de trois mois.

La chaleur d'hydratation du béton est la somme de la chaleur accumulée dans le microcalorimètre et la chaleur dispersé dans l'environnement

Au temps t , q la chaleur d'hydratation par gramme de liant (ciment + de la vase) est obtenu par l'Equation II.1.

$$q = \frac{C}{m_c} \Delta\theta + \frac{1}{m_c} \int_0^t \alpha \Delta\theta dt \quad (\text{II.1})$$

Où

C est la capacité thermique totale de l'appareil ($\text{J}/^\circ\text{C}$),

m_c est la masse du ciment ou la masse de liant (g),

$\Delta\theta$ est la différence de température entre le béton de chauffage et la température ambiante ($^\circ\text{C}$),

α est le coefficient thermique global de perte du calorimètre ($\text{J} / \text{h } ^\circ\text{C}$).

L'élévation de température dans le mortier a été surveillée en permanence par l'utilisation de thermocouples et un système d'acquisition de données.

La chaleur d'hydratation a été mesurée pendant 4 jours, étant donné que l'augmentation de la chaleur est très faible aux âges plus avancés.

II.4 Essais de caractérisation des bétons

Tous les essais menés au cours de cette étude ont été effectués sur des bétons ordinaires contenant la vase calcinée, ainsi que le béton témoin. Les premiers concernent l'étude des propriétés à l'état frais des bétons.

Ensuite, divers essais relatifs aux domaines mécanique et physico-chimique ont été réalisés. Plusieurs d'entre eux ont été exécutés à des échéances précises (résistance mécanique) alors que d'autres ont nécessité un suivi au cours du temps (carbonatation et attaques des sulfates, l'eau de mer et acides) et les mécanismes de transfert (L'absorption capillaire, La porosité accessible à l'eau, La diffusion des ions chlore, La perméabilité accessible à l'eau et au Gaz).

II.4.1 Elaboration des bétons

Il existe plusieurs méthodes pour formuler le béton telles que la méthode de BOLOMEY, la méthode d'ABRAMS, la méthode de FAURY, la méthode de VALETTE, la méthode de JOISEL et celle de DREUX GORISSE. [163]

Notre choix s'est porté sur la méthode dite « Dreux-Gorisse » qui permet de définir d'une façon simple et rapide une formule de composition à peu près adaptée au béton étudié.

II.4.1.1 La formulation

La méthode de formulation de Dreux-Gorisse permet de déterminer les quantités optimales des matériaux (eau E, ciment C, sable S, gravillon g et gravier G) nécessaires à la confection d'un mètre cube de béton conformément au cahier des charges.

a) Détermination du rapport C/E

Le rapport C/E est calculé grâce à la formule de Bolomey:

$$\sigma'_{28} = G' \sigma'_{28}(C/E - 0.5) \quad (\text{II.2})$$

Avec :

σ'_{28} = Résistance moyenne en compression du béton à 28 jours en MPa

σ'_{c} = Classe vraie du ciment à 28 jours en MPa

C = Dosage en ciment en kg par m³ de béton

E = Dosage en eau total sur matériau sec en litre par m³ de béton

G' = Coefficient granulaire. Fonction de la qualité et de la dimension maximale des granulats.

Détermination de C :

La valeur de C est déterminée grâce à l'abaque de la figure II.10 en fonction des valeurs de C/E et de l'affaissement au cône d'Abrams.

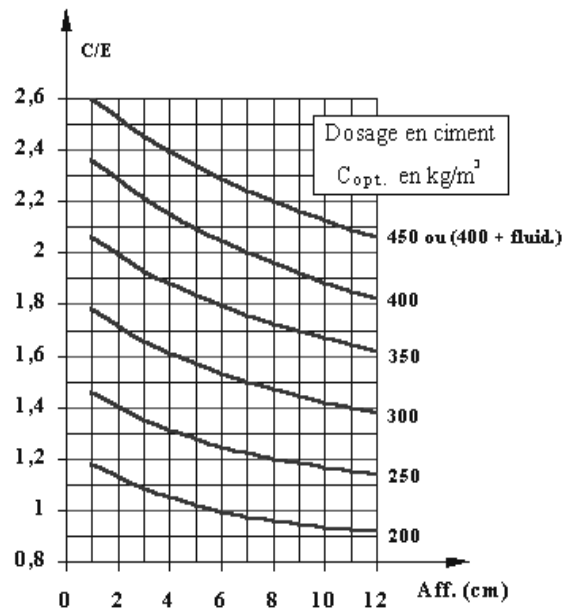


Figure II.10 : Abaque permettant la détermination de C_{opt}

Pour cela il suffit de positionner sur l'abaque (Figure II-10), les valeurs de C/E et de l'affaissement au cône recherchées. Le point ainsi obtenu doit être ramené parallèlement aux courbes de l'abaque pour déterminer la valeur optimale de C_{opt} . Au delà de 400 kg de ciment par m^3 de béton, on préférera à un surdosage en ciment l'usage d'un fluidifiant

Le dosage effectif de ciment C à retenir doit être supérieur ou égal à C_{opt} ., et aux valeurs minimales C_{min} données par cette formule qui correspond à un milieu exposé sans agressivité particulière.

$$C_{min} \left(\frac{kg}{m^3} \right) = Max \left[\frac{250 + 10\sigma'_{2g}}{\sqrt[5]{1.25D_{max}}}, \frac{550}{\sqrt[5]{1.25D_{max}}} \right] \quad (II.3)$$

b) Détermination de E

La quantité d'eau E nécessaire à la confection du béton se calcule grâce aux valeurs de C/E et de C.

c) Détermination du mélange optimal à minimum de vides

Il s'agit de déterminer les pourcentages de sable, de gravillons et de cailloux qui vont permettre la réalisation d'un squelette granulaire à minimum de vides. Les quantités des matériaux de chaque classe granulaire doivent être judicieuses pour que les plus petits éléments viennent combler les vides laissés par les plus gros. La courbe granulométrique théorique d'un matériau à minimum de vides peut être schématisée par une droite brisée. La démarche proposée par Dreux pour déterminer le mélange optimum à minimum de vides est la suivante :

- Tracé de la droite brisée de référence
- Détermination des pourcentages en volumes absolus de matériaux

d) Tracé de la droite de référence de Dreux

La droite de référence de Dreux représente la courbe idéale d'un matériau à minimum de vides. C'est une droite brisée dont le point de brisure est défini par son abscisse X et son ordonnée Y :

En abscisse :

$$\text{Si } D_{\max} \leq 20 \text{ mm} \quad X = D_{\max} / 2$$

En ordonnée :

$$Y = 50 - \sqrt{1,25 (D_{\max})} + K' \quad \text{où } K' = K + K_s + K_p \quad (\text{II.4})$$

Y est donné en pourcentage de passants cumulés

K donné en fonction de la forme des granulats, du mode de vibration et du dosage en ciment.

K_s et K_p étant des coefficients correctifs définis par:

K_s (correction supplémentaire fonction de la granularité du sable) :

$$K_s = (6 M_{fs} - 15) \text{ avec } M_{fs} \text{ le module de finesse du sable.}$$

K_p (correction supplémentaire si le béton est pompable) :

$$K_p = +5 \text{ à } +10 \text{ selon le degré de plasticité désiré.}$$

La droite de Dreux a pour le point 0 origine du graphe et pour extrémité le point D_{max} caractéristique des plus gros granulats.

e) Détermination des pourcentages en volumes absolus des matériaux

Pour déterminer les pourcentages en volumes absolus de granulats permettant la confection d'un mélange à minimum de vide il est nécessaire de tracer comme indiqué sur la figure II.11 des droites reliant deux à deux les courbes granulométriques des matériaux du mélange.

Ces droites sont définies par 5 % de refus pour le matériau à faible granularité et par 5 % de passant pour le matériau à forte granularité. L'intersection des droites ainsi tracées avec la droite brisée de Dreux permet, par prolongement sur l'axe des ordonnées, de déterminer les pourcentages en volumes absolus de chaque matériau.

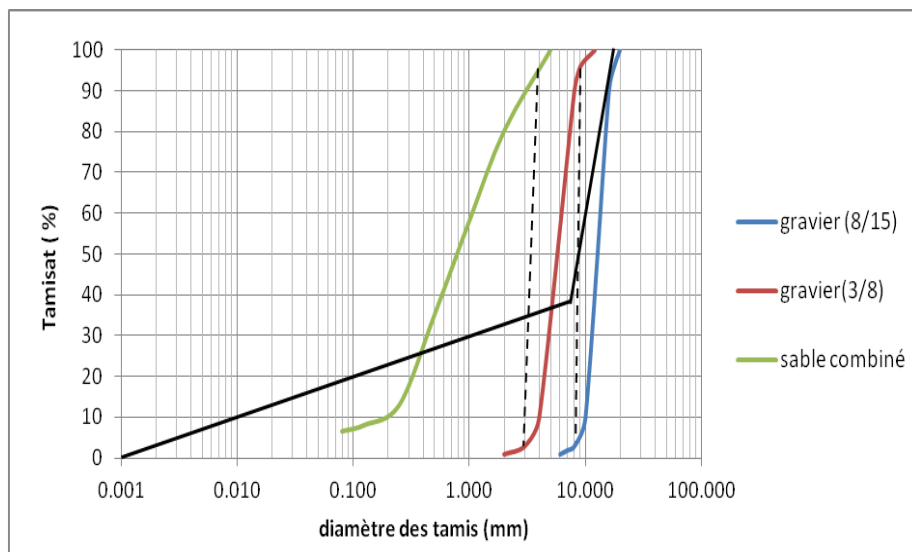


Figure II.11: Détermination des pourcentages en volumes absolus de matériau

Quatre formulations de béton ont été élaborées; trois incorporant différents dosages de vase (BOV 10%, BOV 20% et BOV 30%) et un témoin (BOT 00%) pour le besoin de comparaison, le tableau II.8 donne les compositions des différents bétons étudiés.

Désignation	Ciment kg/m ³	P/L (%)	Addition kg/m ³	Gravier kg/m ³		Sable kg/m ³	Eau kg/m ³	E/L	P kg/m ³
				3/8	8/15				
BOT 00%	402	00	00	179	912	663	201	0.5	00
BOV 10%	363.6	0.3	35.33	179	912	663	199.4	0.5	1.19
BOV 20%	324.8	0.4	71.02	179	912	663	197.9	0.5	1.58
BOV 30%	286.3	0.65	107.31	179	912	663	196.8	0.5	2.56

Tableau II.8: composition des bétons d'étude

Les caractérisations des bétons sont données par le tableau II.9.

Caractéristiques	BOT 00%	BOV 10%	BOV 20%	BOV 30%
E/L	0.5	0.5	0.5	0.5
Ajout/Ciment (%)	00	10	20	30
Volume de pâte (l/m ³)	334	334	334	334
G/S	1.65	1.65	1.65	1.65
Volume de squelette granulaire (l/m ³)	666	666	666	666
Masse volumique théorique (Kg/m ³)	2357	2353.7	2349.3	2347
Masse volumique réelle à l'état (Kg/m ³)	Frais	2475.6	2468.9	2454.5
	Durci	2461.7	2448.1	2433.0

Tableau II.9: caractéristiques des bétons d'étude

II.4.2 Essais de caractérisation à l'état frais

La caractéristique essentielle du béton frais est l'ouvrabilité, qui conditionne non seulement sa mise en place pour le remplissage parfait du coffrage et du ferrailage, mais également ses performances à l'état durci.

Il existe plusieurs méthodes de mesure de l'ouvrabilité du béton reposant sur des principes différents. Les essais qui ont été effectués dans cette étude sont:

- Essai d'affaissement sur béton;
- Masse volumique de béton frais.

II.4.2.1 Essai d'affaissement sur béton

La consistance est le paramètre qui exige une attention particulière pour s'assurer de la qualité d'un béton plastique, elle est déterminée par l'utilisation du cône d'Abrams (NF P18-451) qui mesure l'affaissement du béton. Les étapes de l'essai sont déterminées à la figure II.12.

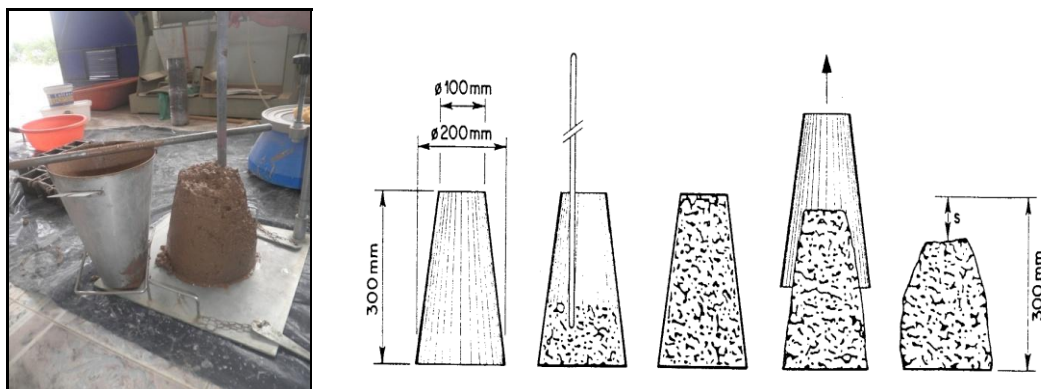


Figure II.13 : Essai d'affaissement

II.4.2.2 Masse volumique du béton frais (NF P 18-440)

Elle est déterminée par le remplissage d'un récipient, de volume V et de masse M₀, par une quantité suffisante de béton ; le récipient rempli sera pesé donnant la masse M₁. En déduire la masse volumique par la formule suivante :

$$\rho = \frac{M_1 - M_0}{V} \quad (\text{Kg/m}^3) \quad (\text{II.5})$$

II.4.3 Introduction et mise en place du béton

Les moules sont en métal il faut enduire les parois latérales d'une légère couche d'huile non réactive au liant.

Introduire le béton dans les moules au moyen d'une pelle à coque cylindrique de dimension appropriée au volume des éprouvettes; accompagner l'introduction d'un mouvement de répartition.

Pour les prismes, le choix du mode de mise en place dépend de la consistance du béton mesurée par l'essai d'affaissement conformément à la norme NF P 18-451. Pour un affaissement < à 9cm on a utilisé la micro-table vibrante conformément à la norme NF P 18-421.

L'arasement de la face supérieur de l'éprouvette est effectué avec une règle en acier par dégrossissage et à un arasement terminal, en progressant avec un mouvement de sciage en deux passes pour chacune des deux opérations.

II.4.4 Conservations des éprouvettes

II.4.4.1 Conservation avant démoulage

L'arasement terminé, munir les moules du dispositif s'opposant à l'évaporation (feuille en film de polyéthylène d'épaisseur 0,05).

Les conserver sans les déplacer pendant 24 h ± 1 h dans un local maintenu à la température de 20 °C ± 2 °C.

II.4.4.2 Démoulage, transport et conservation après démoulage

Le démoulage des éprouvettes doit être effectué avec soin pour ne pas épauférer les arêtes.

Pendant le transport, les éprouvettes doivent être mises à l'abri des chocs et de la dessiccation.

La conservation après démoulage se fait à une température de 20 °C ± 2 °C, dans l'eau ou en chambre humide d'humidité relative supérieure ou égale à 95 %. (Figure II.14 ET II.15)



Figure II.14 : Epreuves (10x10x10) cm³ après décoffrage. a) BOT 00% b) BOV10% c) BOV20% d) BOV30%



Figure II.15 : conservation des épreuves

II.4.3 Essais de caractérisation à l'état durci

II.4.3.1 Vérification de la ségrégation (Essai de la colonne)

Un des moyens de contrôler la ségrégation statique d'un béton, est de scier une éprouvette cylindrique, de 11 cm de diamètre et de 40 cm de hauteur, de béton durci (sous forme de disques) et observer la répartition des granulats dans les parties du haut, du milieu et du bas de l'éprouvette (Figure II.14 et II.15).



Figure II.14 : Essai de la colonne

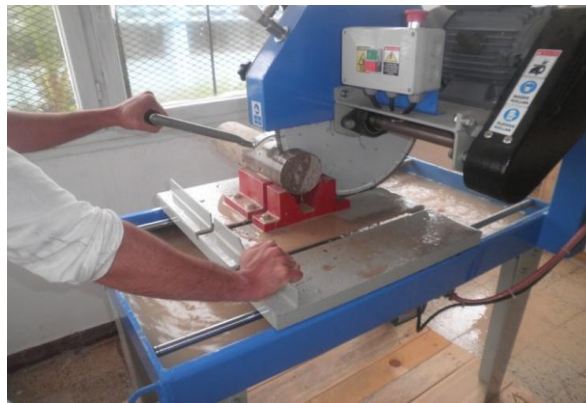


Figure II.15: La scie utilisée pour scier les éprouvettes cylindriques

II.4.3.2 Résistance à la compression

Pour mesurer les résistances à la compression des bétons selon la norme NF P 18-406, des éprouvettes cubiques $(10 \times 10 \times 10) \text{ cm}^3$ (Figure II.16) ont été confectionnées dans des conditions thermohygométriques ($T = 20 \pm 2 \text{ }^\circ\text{C}$, $\text{HR} = 65\%$). Les essais ont été réalisés à 7, 14, 28, 60, 90, 180 et 360 jours.



Figure II.16 : Coulage des moules (10x10x10) cm³

Les éprouvettes ont été démoulées 24 heures après le coulage et conservées sous l'eau dans une température de 20±2 °C.

L'essai de compression simple, est réalisé au Laboratoire de l'université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem à l'aide d'une presse de capacité maximale de 3000 kN avec une vitesse de chargement d'environ de 0,5 MPa/s (Figure II.17).



Figure II.17 : La presse utilisée pour les écrasements

II.4.4 Essais de durabilité

II.4.4.1 Attaques acides sulfuriques (H₂SO₄)

L'essai de la résistance aux attaques acides, consiste à suivre l'évolution de la masse et de la résistance mécanique et chimique d'échantillons immergés dans une solution saturée en acide (2% en volume).

Des essais d'immersion dans des solutions d'acide sulfurique (H_2SO_4) ont été effectués pour évaluer la résistance des différentes formulations de bétons.

Les échantillons testés sont de forme cylindriques de 6.3 cm de diamètre et de 12.6 cm de hauteur ont été confectionnées (NF EN 196.1). Trois échantillons sont utilisés par formulation. L'essai a été réalisé après 90 jours conservation dans l'eau.

A l'échéance souhaitée, les cylindres ont été sorties de l'eau et laissés dans une ambiance de 23°C et de 50% hygrométrie relative pendant 30 minutes afin d'éliminer l'excès d'eau sur la surface des éprouvettes.

La masse sèche initiale (M_0) des cylindres est déterminée avant leurs immersions dans des solutions acides [164].

Des solutions d'acides sulfuriques avec des concentrations initiales de 2% en volume ont été préparées dans des récipients résistants à l'acide (Figure II.18). Ces solutions ont été placées à une température ambiante de 23°C. Les échantillons sont alors disposés et espacés de 2 cm et recouvert d'environ 2 cm de solution acide (ASTM C 267, 1997).

Un pH mètre numérique portatif a été utilisé pour surveiller les niveaux du pH tout les deux jours. Le pH maximum mesuré est de 2,0 pour le (H_2SO_4).



Figure II.38: Les échantillons du béton immergés dans les solutions acides

La résistance des échantillons immergés dans les solutions acides est évaluée physiquement (variation de masse) et visuellement.

- **Variation de masse**

Selon la procédure de la norme ASTM C 267 (1997) : les éprouvettes sont nettoyées 3 fois avec de l'eau douce pour éliminer le béton altéré, puis on les laisse à l'air libre pendant 30 mn

pour procéder ensuite à la pesée. Cette opération est effectuée après chaque semaine d'immersion et pendant 12 semaines (ASTM C 267, 1997). Selon les recommandations des normes en vigueur, la solution acide est renouvelée après chaque nouvelle pesée (ASTM C 192, 2007).

La variation de la masse de chaque éprouvette est calculée à partir de l'équation II.6 :

$$VM\% = \left[\frac{M_0 - M_i}{M_0} \right] \times 100 \quad (\text{II.6})$$

Avec

VM : variation de la masse en (%) ;

M_0 : la masse de l'éprouvette avant exposition à l'attaque acide en (gramme) ;

M_i ($i=1, 2, 3, \dots, 12$) : la masse après 1, 2, ..., 12 semaines d'attaque en (gramme).

- **Etude visuelle**

Une comparaison a été faite visuellement (à partir de photos numériques) entre l'état de chaque échantillon avant et après attaque acide.

II.4.4.2 Attaques sulfatiques externes ($MgSO_4$)

Les essais utilisés pour étudier la résistance des bétons aux attaques sulfatiques sont très divers [165]. Ils ont deux fonctions principales : dégrader le béton et quantifier cette dégradation. Etant donné que les sulfates sont essentiellement présents dans des solutions aqueuses, le principe de base des essais consiste le plus souvent à immerger des éprouvettes en béton dans une solution sulfatique.

Dans notre étude, des essais d'immersion dans la solution de sulfate de magnésium ($MgSO_4$) ont été effectués.

Selon la norme ASTM C1012-04 (2004), le pH de la solution de sulfate doit être compris entre 6 et 8 et la solution doit être renouvelée chaque semaine, ce qui nécessite des quantités considérables de sulfate de sodium et de sulfate de magnésium. Pour cela, nous avons adopté la méthode de Mehta [166] qui recommande la correction de la solution déjà utilisée, par l'ajout d'une quantité d'acide sulfurique (0,1 N H_2SO_4) jusqu'à l'obtention du pH de la solution de départ (entre 6 et 8). La correction est réalisée quotidiennement au cours des premières semaines d'essai, ensuite elle devient hebdomadaire. Les solutions sont renouvelées tout les 1 mois.

Pour évaluer la durabilité des bétons avec les différentes additions utilisées et de pouvoir mettre évaluer l'effet de ces additions sur la résistivité aux attaques sulfatiques, on a réalisé des essais mécaniques, physiques et chimiques sur des éprouvettes de bétons immergées pendant 360 jours dans les solutions de 5 % de sulfate de magnésium. (Figure II.19). Pour cela on a procédé comme suit :

- Suivi de l'évolution de la résistance à la compression ;
- Suivi de la variation de masse ;
- Analyse visuelle de l'état des éprouvettes

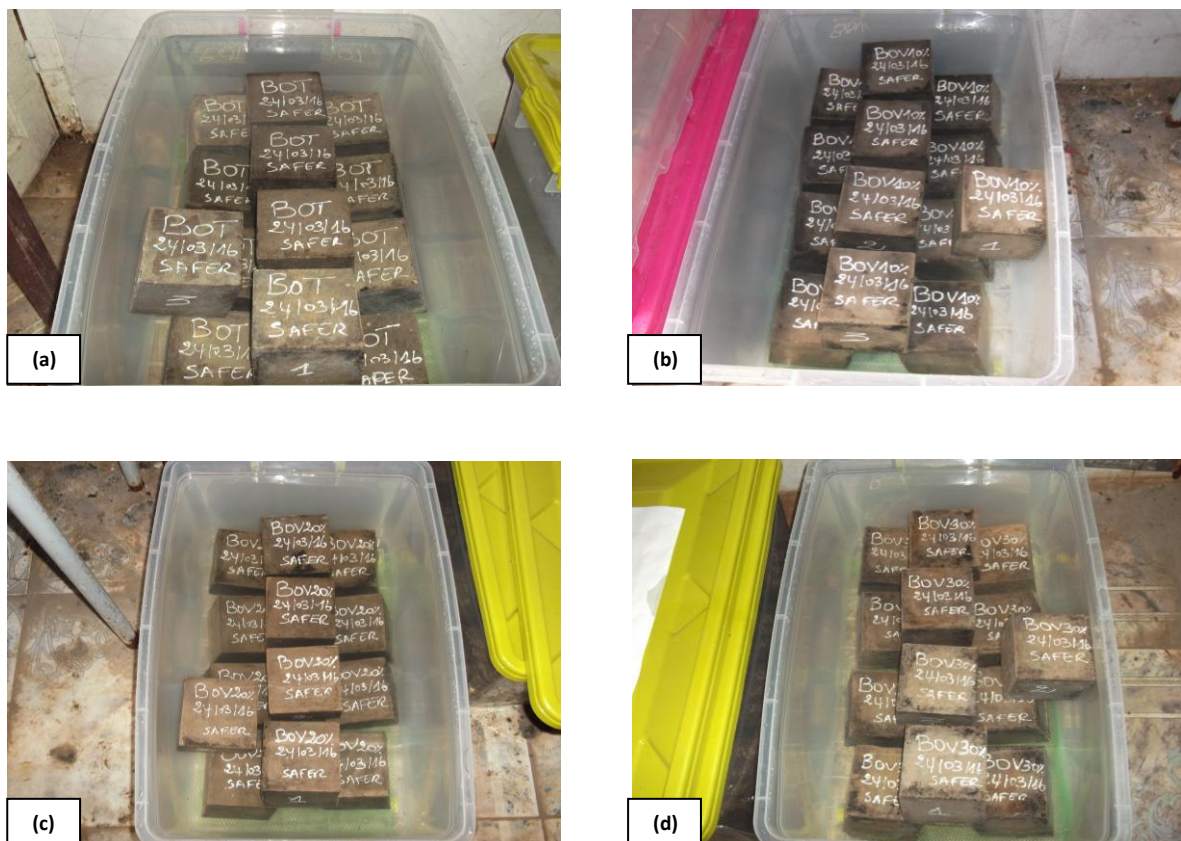


Figure II.19 : Eprouvettes de béton immergées dans les solutions sulfatiques a) BOT 00% b) BOV10% c) BOV20% d) BOV30%

- **Suivi de variation de la masse**

Le suivi de la variation de la masse est effectué sur des éprouvettes cubiques (10x10x10 cm³). Après démoulage, les éprouvettes sont mises directement dans l'eau saturée en chaux jusqu'au jour de l'essai.

Après 90 jours de conservation dans une solution saturée en chaux, trois échantillons de chaque formulation ont été mis dans le milieu de 5% de MgSO₄.

La mesure de la masse est réalisée durant 360 jours. Le mode opératoire suivi pour chaque mesure consiste à retirer de son milieu de conservation l'éprouvette, l'essuyer avec un tissu sec et la laisser pendant 30 minutes à l'air libre du laboratoire. Ensuite, la pesée est effectuée puis enregistrée. L'éprouvette est ensuite remise dans son milieu de conservation. La variation de masse sous attaque sulfate est évaluée de même que la variation de masse sous attaques acides par l'équation (II.6).

Remarque : les trois échantillons de chaque formulation utilisée pour le suivi de la variation de masse seront aussi utilisés pour mesurer la résistance à la compression après 360 jours de conservation dans les milieux sulfatiques.

- **Suivi de la résistance à la compression**

Cet essai est réalisé sur des éprouvettes cubiques de $10 \times 10 \times 10 \text{ cm}^3$. Trois échantillons de chaque formulation sont étudiés en utilisant une presse d'une capacité maximale de 3000 kN. Avant l'écrasement, l'éprouvette est retirée de son milieu de conservation, essuyée avec un tissu sec et laissée pendant 2 heures à l'air libre du laboratoire.

Les échéances prévues pour les échantillons immergés dans les solutions sulfatiques sont 28, 90, 180 et 360 jours.

- **Etude visuelle**

Pour évaluer la dégradation de chaque béton, une comparaison a été faite visuellement (à partir de photos numériques) avant et après 360 jours de conservation dans le milieu sulfatique.

II.4.4.3 Attaques par l'eau de mer

La composition d'une eau de mer est très différente de la solution interstitielle d'un béton, à cause de ces différences de composition, des échanges ioniques vont se mettre en place.

Suivant les régions du monde, l'eau de mer peut avoir des compositions chimiques différentes. Elle se caractérise généralement par une grande concentration de sels dissous. La salinité peut varier de 10 g.l^{-1} dans la mer Baltique, à 40 g.l^{-1} dans la mer Rouge, voire pratiquement 400 g.l^{-1} dans les mers Caspienne et Morte. Plus proche de nous, la mer Méditerranée a une salinité qui avoisine 40 g.l^{-1} et l'océan Atlantique 35 g.l^{-1} .

Les sels dissous qui composent l'eau de mer sont généralement :

– le chlorure de sodium (NaCl), qui est prépondérant,

- le chlorure de magnésium ($MgCl_2$),
- le sulfate de magnésium ($MgSO_4$),
- le sulfate de calcium ($CaSO_4$),
- le chlorure de calcium ($CaCl_2$),
- le carbonate de potassium ($KHCO_3$).

La concentration totale des espèces présentes dans l'eau de mer correspond à un pH qui varie entre 7,5 et 8,4 [144].

Les plus grandes concentrations ioniques sont les Na^+ et les Cl^- , correspondant respectivement à 11.000 mg/litre (485,40 mmol/l) et 20.000 mg/litre (565,70 mmol/l).

En réalité, le chlorure de sodium représente 75 à 85%, de la salinité d'une eau de mer. Par sa prépondérance dans un tel environnement naturel, cette solution est très souvent étudiée en prenant égale à zéro les concentrations de toutes les autres espèces en solution.

La durabilité des bétons dans différents milieux plus ou moins agressifs (eau de mer) peut être quantifiée par l'évolution de leurs résistances mécaniques et la variation de masse.

Les solutions sont renouvelées tout les 1 mois.

Pour évaluer la durabilité des bétons avec les différentes additions utilisées et de pouvoir mettre évaluer l'effet de ces additions sur la résistivité aux attaques de l'eau de mer, on a réalisé des essais mécaniques, physiques et chimiques sur des éprouvettes de bétons immergées pendant 360 jours dans les solutions de l'eau de mer. Pour cela on a procédé comme suit :

- Suivi de l'évolution de la résistance à la compression ;
- Suivi de la variation de masse ;
- Analyse visuelle de l'état des éprouvettes

II.4.4.4 La carbonatation naturelle

La carbonatation résulte de l'action du dioxyde de carbone atmosphérique sur le béton, et affecte la durabilité des structures en béton, car elle peut entraîner la corrosion des armatures [167] [168].

La teneur en CO_2 de l'air ambiant est comprise entre 0,03 % et 1 %. C'est dans ces conditions que se produit la carbonatation naturelle.

L'essai de carbonatation accélérée a été réalisé après 90 jours de conservation dans une ambiance humide. Les éprouvettes utilisées sont de forme prismatique, de dimensions de 7 x 7 x 28 cm³. [169] [170].

Les éprouvettes ont été placées à l'air libre au laboratoire pour suivre l'évolution de la carbonatation naturelle. L'échéance de mesure pour cette ambiance de conservation est de 12 mois (360 jours). (Figure II. 20).



Figure II. 20 : Carbonatation naturelle

Les mesures de l'épaisseur de béton carbonaté sont réalisées après humidification des surfaces et pulvérisation d'une solution de phénolphthaléine. Cette dernière révèle l'interface entre la zone saine et la zone carbonatée (Figure II.21).

La valeur de l'épaisseur de carbonatation correspondant à une échéance donnée est la moyenne des mesures effectuées sur les quatre faces de l'échantillon.

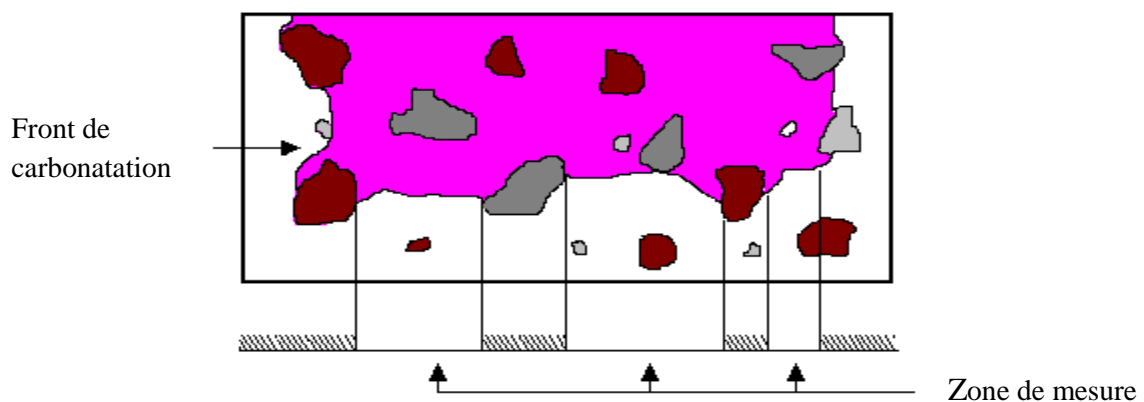


Figure II.21 : Schéma illustrant le principe des mesures

II.4.4.5 L'absorption capillaire (la sorptivité)

Cet essai mesure le taux d'absorption de l'eau par succion capillaire des éprouvettes de bétons moulées ou carottées, non saturées, mises en contact avec de l'eau sans pression hydraulique.

Avant les mesures de la sorptivité, les éprouvettes sont pré-conditionnées selon les recommandations de la procédure AFREM AFPC, 97 [171] qui a également fait l'objet de recommandations dans la synthèse des travaux du projet GranDuBé (2007) [172].

L'essai a été réalisé sur des échantillons moulés de formes cylindriques Ø 11x22 cm (trois échantillons par formulation).

Après 28 jours de cure, les échantillons sont conservés dans une étuve ventilée à $65 \pm 2^\circ\text{C}$. Durant cette période, le suivi de la masse est réalisé à un intervalle de temps régulier, jusqu'à ce que la variation de la masse entre deux pesées espacées de 24 heures soit inférieure à 0,1%.

Les éprouvettes sont alors placées dans des dessiccateurs pendant 24 heures pour permettre le retour en température. Par la suite, la surface latérale de chaque éprouvette est alors enduite de résine pour éviter l'évaporation latérale de l'eau absorbée durant l'essai.

L'essai de l'absorption capillaire a été réalisé suite à ce préconditionnement. Les éprouvettes sont immergées dans l'eau du récipient sur une hauteur maximale de 5 mm à l'aide de cales (figure II.22). A chaque échéance, les éprouvettes sont sorties du récipient, essuyées à l'aide d'une éponge humide, pesées, puis replacées dans le récipient.

Les échéances sont les suivantes : 0.20, 0.5, 1, 2, 4 et 24 heures.



Figure II.4 : Dispositif expérimental pour l'essai d'absorption d'eau par capillarité

Le coefficient de sorptivité est défini par l'équation suivante :

$$S = (Q / A) / \sqrt{t} \quad (\text{II.7})$$

Avec

S : le coefficient de sorptivité en (mm/h^{0.5}) ;

Q : le volume de l'eau absorbée en mm³ ;

A: la surface en contact avec l'eau en mm² ;

t : le temps écoulé en heures ;

La mesure de la sorptivité est un moyen simple et facile qui permet de caractériser la cinétique d'absorption des matériaux.

II.4.4.6 La porosité accessible à l'eau

L'essai de la porosité accessible à l'eau a été réalisé selon le mode opératoire recommandé par le groupe de travail AFREM, 1997 [171] et cité dans le projet GranDuBé (2007).

Il s'agit de la détermination par pesée de la masse apparente d'un corps d'épreuve de béton (après immersion dans un liquide avec lequel il a été imprégné sous vide), de sa masse dans l'air libre (alors qu'il est encore imbibé de liquide) et de sa masse sèche. A partir de ces valeurs, sont calculées la masse volumique apparente, la porosité ouverte et la porosité totale.

L'essai a été réalisé après 28 jours de conservation sur des corps d'épreuve sciés de dimensions (Ø 110×50 mm). Trois échantillons par formulation de béton ont été testés.

Pour se faire, les échantillons sont placés dans un récipient étanche (dessiccateur) (figure II.23). Sous une pression constante (25 mbars), le vide a été conservé pendant 4 heures. Ensuite, l'eau est introduite progressivement dans le récipient de façon qu'après 15 minutes, le corps d'épreuve soit recouvert d'environ 20 mm d'eau. La pression a été maintenue réduite pendant 20 ± 1h, puis la pompe a été déconnectée. Les échantillons sont alors sortis du récipient et pesés dans l'eau à l'aide d'une balance hydrostatique. On détermine ainsi la masse Meau.



Figure II.23 : Saturation sous vide (Laboratoires EOLE, Université de Tlemcen, Algérie)

Le protocole expérimental utilisé dans cette étude pour mesurer la porosité est le protocole modifié de l'AFPC-AFREM (Figure. II.24)

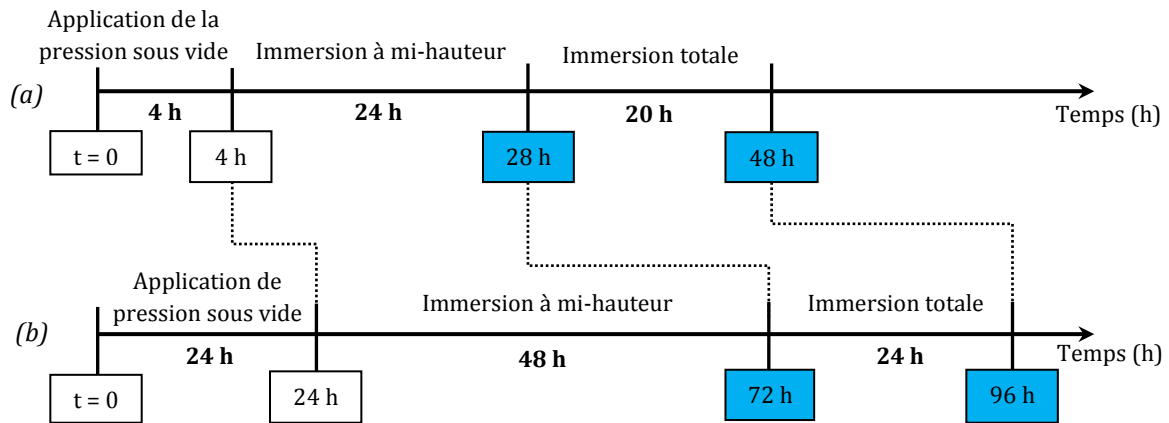


Figure II.24 : Protocole de saturation - (a) : procédure AFPC-AFREM (1997) [173]
(b) : procédure AFPC-AFREM modifiée [174].

Les éprouvettes ont été extraites de l'eau et essuyées rapidement à l'aide d'une éponge humide. La masse Mair est obtenue par pesée dans l'air à 0,01 près.

Pour déterminer la masse sèche, les échantillons ont été placés dans une étuve réglée à $65 \pm 2^\circ\text{C}$ jusqu'à ce que deux pesées successives, avant et après une présence de 24 h à l'étuve, ne diffèrent pas de plus de 0,05%. La masse ainsi déterminée est Msec.

La porosité accessible à l'eau, ε , exprimée en pourcentage en volume, est donnée par l'équation II.8 :

$$\varepsilon = \frac{M_{air} - M_{sec}}{M_{air} - M_{eau}} \times 100 \quad (\text{II.8})$$

Avec

Meau : la masse du corps d'épreuve immergé dans l'eau en gramme ;

Mair : la masse du corps d'épreuve imbibé pesé dans l'air en gramme ;

Msec : la masse du corps d'épreuve sec en gramme.

II.4.4.7 La diffusion des ions chlorure

La durabilité des ouvrages en béton armé est liée à la pénétration d'agents agressifs tels que les ions chlorures qui contribuent à la corrosion des armatures. Les ions chlorures pénètrent dans le béton selon des processus qui font intervenir la diffusion.

La diffusion est étudiée par expérimentation qui tient compte d'un ion principal dans la solution interstitielle (Cl⁻) à partir d'un essai de migration sous champ électrique en régime stationnaire. Le transport de cet ion est décrit par l'équation de Nernst-Planck à l'échelle macroscopique avec des paramètres calculés à la même échelle.

Quatre types de béton à matériaux locaux (BOT 00%, BOV 10%, BOV 20% et BOV 30%) ont été soumis à l'étude de la diffusion, l'essai de la diffusion des ions chlorure a été effectué au laboratoire EOLE de l'université de Tlemcen.

II.4.4.7.1 Préparation des échantillons et Extraction des disques

La nécessité d'avoir des dimensions représentatives pour identifier les phénomènes de transferts, conduit à une simulation expérimentale sur des spécimens ayant une épaisseur représentative c'est-à-dire à la peau d'un béton.

A l'issue de la cure humide 28 jours à l'eau, les éprouvettes ϕ 11 x 22 cm sont découpées à l'aide d'une lame circulaire diamantée de manière à en extraire trois disques de 50 mm d'épaisseur situé à égale distance des extrémités. Les disques issus d'une même éprouvette sont repérés par des numéros selon le niveau où ils ont été prélevés (Figure II.25).

Les disques sont ensuite rectifiés, et leur épaisseur est mesurée avec une précision de 0,1 mm (Figure II.26).

La surface latérale de chaque disque a été enduite de deux couches de résine époxy imperméable afin d'assurer un transfert monodirectionnel de matière traversant les disques lors des mesures de perméabilité et/ou de diffusivité, à noter que les disques servant pour la mesure de la porosité accessible à l'eau n'ont pas subi cette imperméabilisation.

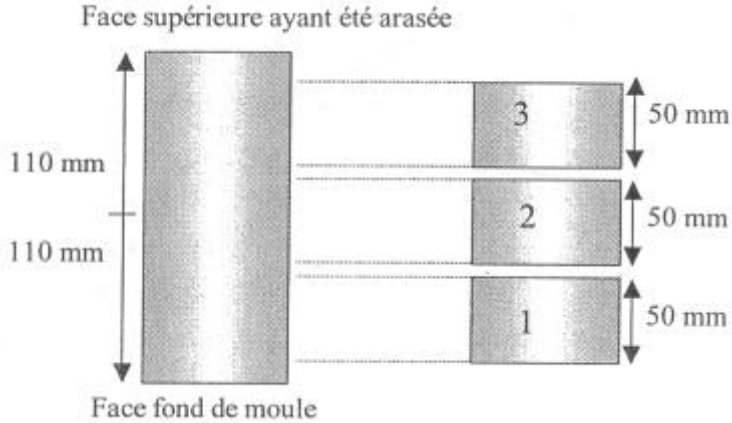


Figure II.25 : Extraction des disques d'une éprouvette

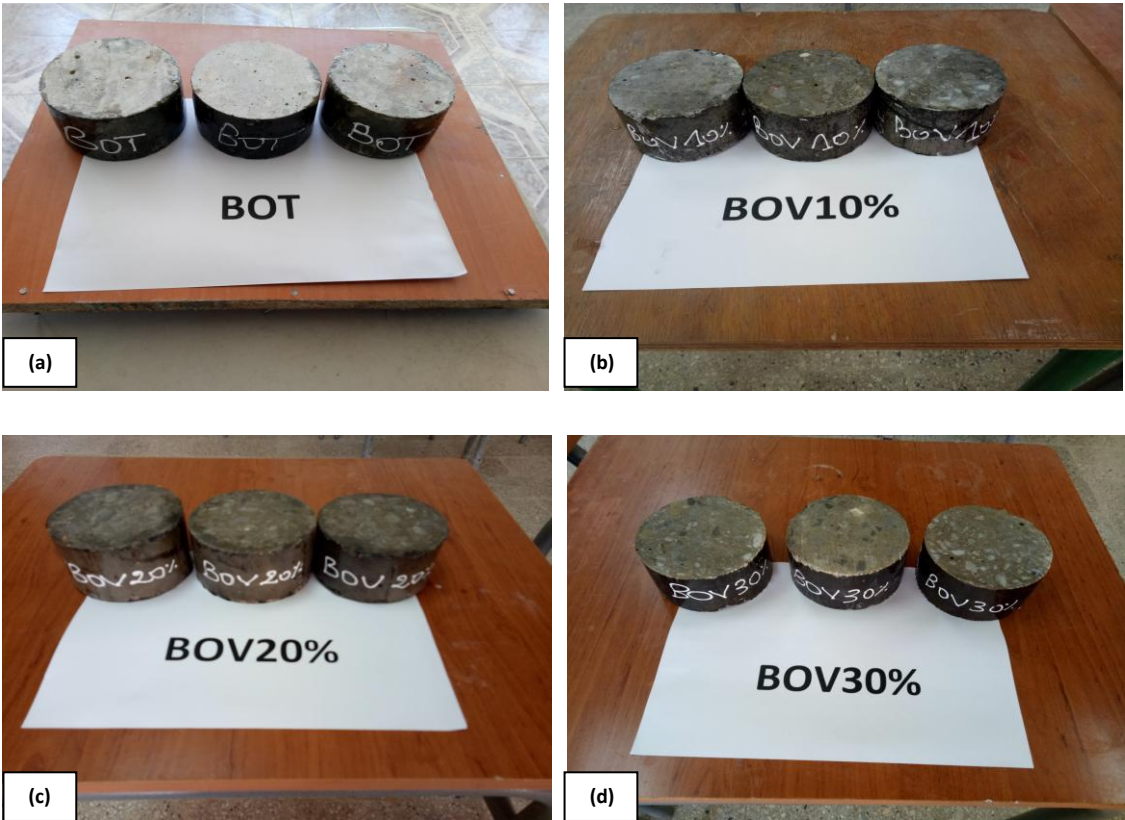


Figure II.26 : Disques des bétons a) BOT 00% b) BOV10% c) BOV20% d) BOV30%

Cependant, d'éventuels gradients de perméabilité des disques selon leurs niveaux d'extraction dans l'éprouvette, peuvent être mis en évidence suite à la mise en place du béton lors du coulage dans les moules cylindriques.

Les disques proches de la face « fond de moule » (n°1) sont légèrement moins perméables. Ce fait peut s'expliquer par une compacité plus importante du béton en fond de moule. Cependant, il n'est pas observé de gradient notable du à la mise en œuvre du béton dans les moules. La perméabilité semble cependant plus homogène dans la partie médiane des éprouvettes [175] [176] [177].

Par la suite, afin d'éviter les effets de bord modifiant la répartition des granulats, seul le disque cœur (n°2) 50 x 110 mm de l'éprouvette ϕ 11 x 22 cm est pris en compte dans cette étude.

Les trois types de bétons testés sont préalablement préparés pour l'étude de la diffusion à savoir leurs saturations sous vide selon la procédure AFPC-AFREM 1997 [171]. Le principe suit de très près la méthode déjà explicité au paragraphe (§ II.4.4.5). Seulement cette fois ci une solution support, [178] est introduite dans un dessiccateur (préalablement rincé à l'eau déminéralisée), pour la saturation du corps d'épreuve (figure II.27). La solution support est une solution basique contenant 1g/l de soude (NaOH) et 4.65g/l de potasse (KOH) préparée dans une eau déminéralisée. Cette solution support est choisie pour se rapprocher du pH de la solution interstitielle typique du béton afin de limiter les effets de lixiviation.

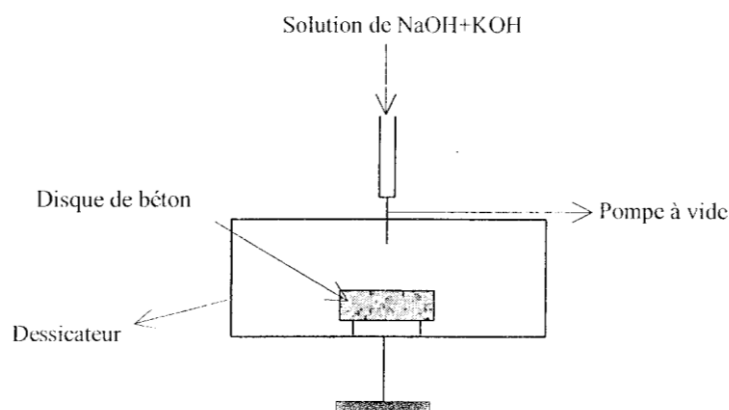


Figure II.27 : Saturation de l'échantillon en solution basique [178]

II.4.4.7.2 Dispositif expérimental et principe de l'essai

Pour réaliser des essais de diffusion sur des éprouvettes de béton au sein de laboratoire EOLE, on a conçu une cellule de migration originale à celle qu'a été réalisé au Laboratoire de l'école central de Nantes [179], [180] légèrement modifié à la cellule initié par le Laboratoire central des ponts et chaussées de Paris [181], [182]. Le montage du dispositif a été établi avec la participation du laboratoire GeM de l'IUT de Saint-Nazaire.

La cellule fabriquée est une simulation du phénomène de transfert des ions chlorure à travers un béton en condition saturée. Elle est formée de deux compartiments cylindriques en PVC et du plexiglas transparent avec une capacité de 1.82 litre approximativement. Six tiges en métal avec des écrous fixent fermement les deux conteneurs contre l'éprouvette (figure II.28).

Le diamètre des échantillons est approximativement de 11 cm et la section offerte pour la diffusion est constante de l'ordre de 78.5 cm^2 . Un joint en silicone marin est placé entre le tube de la cellule et la périphérie de l'éprouvette. Ce joint imperméable permet d'assurer une parfaite étanchéité de part et d'autre des deux faces latérales du corps d'épreuve. Le temps de séchage du joint est d'environ 4 heures.

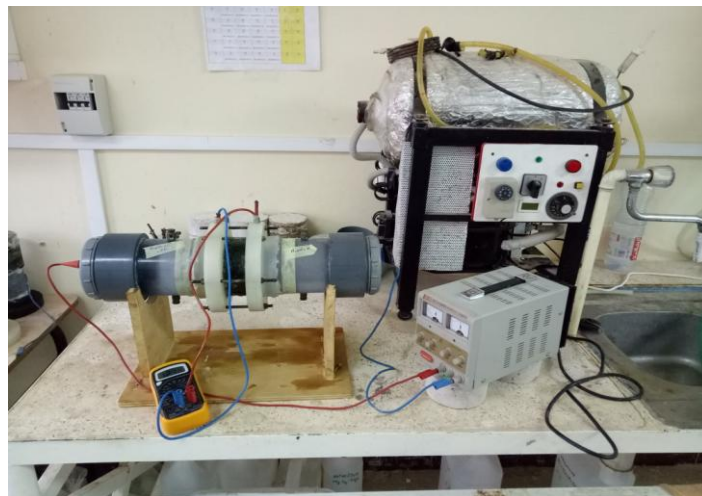


Figure II.28 : Cellule de migration (Laboratoires EOLE, Université de Tlemcen, Algérie)

Les deux compartiments sont remplis de solution 1g/l de NaOH et 4.65g/l de KOH, le compartiment amont contient une solution chargée en NaCl de concentration $C_{\text{amont}} = 30 \text{ g/l}$. La concentration en chlorures de la solution amont est choisie de telle manière qu'elle soit proche à celle de l'eau de mer. L'application du champ électrique est effectuée par l'intermédiaire de deux électrodes (figure II.29) l'une sous forme d'un disque inoxydable (cathode) placée dans le compartiment amont, l'autre sous forme de spirale en cuivre-niobium

placée dans le compartiment aval (anode). Ces électrodes sont reliées à un générateur de tension continue, dont l'électrode du compartiment amont est branchée au pôle négatif de l'alimentation et l'électrode du compartiment aval est reliée au pôle positif.



Cathode



Anode

Figure II.29 : Electrodes d'alimentation

La tension physiquement appliquée à l'échantillon peut être assez différente de celle appliquée aux bornes de la cellule. Pour suivre complètement l'essai, la cellule est instrumentée de deux électrodes de références sous forme de tige en cuivre-niobium sont placées au plus près de l'échantillon. Ces électrodes sont ensuite reliées à un voltmètre qui nous permet de connaître la différence de potentiel au bord de l'échantillon.

Une tension de 12 V est appliquée entre les deux compartiments par l'intermédiaire du générateur de courant, de sorte à créer un champ électrique de 400 V/m, et à « forcer » les ions Cl^- à migrer. Pour maintenir fixe cette tension, des ajustements sont périodiquement effectués pour maintenir la tension constante au cours des essais car une variation de 1 v peut être observée.

Ce choix résulte d'un compromis entre la volonté de minimiser les phénomènes de diffusion par rapport aux phénomènes de migration, la limitation de l'échauffement des solutions par effet Joule et la durée des essais [183].

II.4.4.7.3 Protocole de mesure

Les essais sont réalisés dans une salle à une température de $20^\circ\text{C} \pm 5^\circ\text{C}$ et 50 % d'humidité relative. L'essai commence lorsque le champ électrique est appliqué. Les ions chlorure vont se déplacer au sein du béton saturé à la fois par diffusion sous l'effet d'un gradient de concentration et par migration sous l'effet du champ électrique. Afin de maintenir des conditions aux limites constantes, les compartiments amont et aval sont régulièrement

vidangés, rincés et remplis de solution initiale. Une variation de la concentration amont à 5 % est respectée.

Pour la solution aval, une variation de l'ordre de 1 % de valeur nominale de la concentration est tolérée. La fréquence de renouvellement du compartiment aval est d'une fois par jour. Le coefficient de diffusion effectif est déterminé à partir de la mesure de la concentration en chlorures dans le compartiment aval par dosage de solutions prélevées à intervalle de temps régulier.

La durée de l'essai dépend du type béton testé et une fois que le régime permanent est établi. Le temps est de plus de 20 jours pour les Quatre bétons.

II.4.4.7.4 Titration de la solution

La détermination des concentrations en chlorure est effectuée par dosage manuel en milieu acide. La solution de titration est une solution de AgNO_3 dont la concentration est de 0,05 M. Le matériel utilisé pour ces titrations se compose d'une burette de 50 ml, un bécher de 100 ml. Balance analytique permettant de peser à 0,0001 g près; microburette graduée au 1/100ème de ml.

▪ Préparation des solutions

Solution de nitrate d'argent (AgNO_3) à 0.05 M : Dissoudre 8.4935 g de nitrate d'argent dans 1 litre d'eau distillée ou déminéralisée. Homogénéiser et conserver en flacon teinté;

Chromate de Potassium (KCrO_4) à 10 % : Dissoudre 10 g de Chromate de potassium dans 100 ml d'eau distillée ou déminéralisée. Homogénéiser et conserver en flacon.

▪ Titration

A chaque échéance, trois prélèvements des solutions ont été effectués, lors de la vidange quotidienne du compartiment aval, Les prélèvements sont introduits dans des flacons en polyéthylène fermés et stockés à la température de 20 ± 5 °C avant dosage. La solution prélevée est pesée pour déterminer son volume exact.

A l'issu du prélèvement effectué de la solution chlorurée en Cl^- préalablement de couleur incolore et de concentration molaire Cl^- , (exprimé en mmol/l) on note son volume V_{pCl^-} (exprimé en ml), on ajoute 3 ou 4 gouttes de solution de chromate neutre de potassium de couleur jaunâtre servant d'indicateur de fin de réaction.

Pour doser notre solution, on commence à ajouter progressivement la solution de nitrate d'argent de couleur incolore contenant Ag^+ de concentration molaire C_{Ag} (exprimé en mmol/l). Le dosage se termine lorsque la solution à titré vire vers une couleur rouge brique (point d'équivalence), on note le volume V_{eq} (exprimé en ml) ajouté (figure II.30).

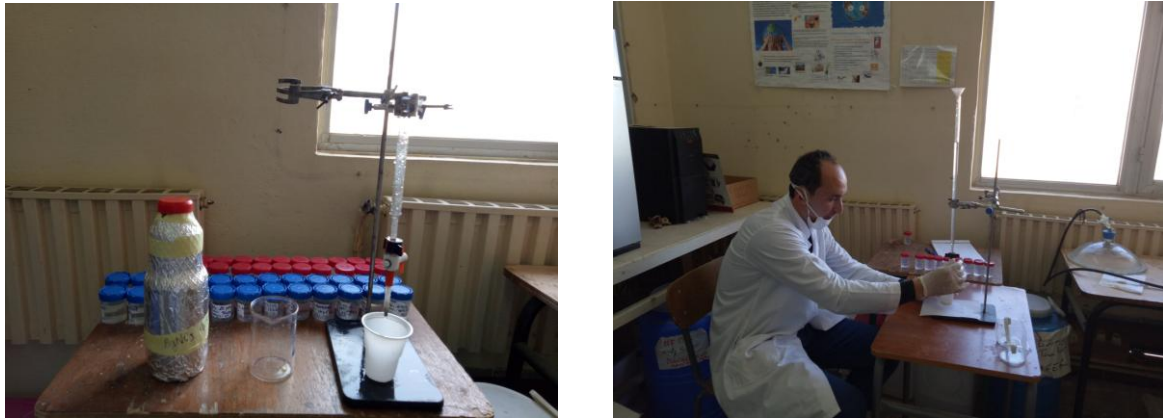


Figure II.30 : Titration des solutions (Laboratoires EOLE, Université de Tlemcen, Algérie)

Le calcul de concentration expérimentale en chlorures s'appuie sur l'équation suivante :

$$C_{Cl^-} = \frac{C_{Ag} \cdot V_{eq}}{V_{pCl^-}} \cdot 1000 \quad (\text{mmol/l}) \quad (\text{II-9})$$

Où C_{Cl^-} est la concentration en chlorure de la solution, V_{eq} est le volume équivalent, C_{Ag} est la concentration de nitrate d'argent et V_{pCl^-} le volume de prélèvement de la solution à doser.

Ou encore :

$$C_{Cl^-} = \frac{N_{Ag} \cdot V_{eq}}{V_{pCl^-}} \cdot 1000 \cdot M_{Cl^-} \quad (\text{mg/l}) \quad (\text{II.10})$$

Avec :

N_{Ag} : normalité du nitrate d'argent = 0.05 M,

M_{Cl^-} : masse molaire de Cl prise égale à 35.5 mol/l.

La réalisation des dosages en chlorures par la méthode de titration manuelle peut mettre en évidence des incertitudes de mesures d'autant plus grandes que les solutions à doser étaient concentrées et les volumes prélevés petits.

Pour cela, pour chacune des solutions à doser, 3 prélèvements au moins sont effectués. Le résultat de prélèvement de la solution est obtenu en effectuant la moyenne des résultats de

chacun des dosages. Si l'un des échantillons présente une variation supérieure à 5 % par rapport à la valeur moyenne des 3 échantillons, de nouveaux dosages sont effectués.

Cette expérience, nous permet de déterminer J, le flux d'ions chlorures passant à travers les échantillons de béton. Connaissant J, il est ensuite possible de calculer D_{mig} , le coefficient de diffusion des ions Cl^- .

II.4.4.7.5 Calcul du coefficient de diffusion

La diffusion des ions chlorures dans le béton est en régime stationnaire lorsque la vitesse de déplacement des ions devienne constante (Figure II.31). Le coefficient de diffusion obtenu en régime permanent est calculé à partir de l'équation (II.11) rappelé ici :

$$D_{mig} = \left(\frac{RTL}{zFE C_0} \right) J \quad (II.11)$$

Avec J : Le flux des ions chlorure ($mol/m^2.s$)

z : Valence de l'ion chlore égale à 1

E : Champs électrique mesuré (12 ± 1) V

L : Epaisseur de l'échantillon $0,48 \pm 0,02$ m

C_0 : La concentration du compartiment amont ($0,513 mol/m^3$)

D_{mig} : le coefficient de diffusion de l'espèce ionique

F la constante de Faraday ($96480 J/V.mol$)

R la constante des gaz parfaits ($8,314J/(mol.K)$),

T la température thermodynamique ($293,15 \pm 2$) K

Le flux des ions chlorures est calculé à partir de l'équation (II.12) :

$$J = \frac{\Delta c \bar{y}}{St} \quad (II.12)$$

Avec, (Δc) : La différence de concentration dans le compartiment aval (mol/m^3) pendant un temps t (s).

V : Le volume du compartiment aval ($1.82 \cdot 10^{-3} m^3$)

S : La section de l'échantillon ($78.5 \cdot 10^{-4} m^2$)

La figure II.31 présente l'évolution de la concentration cumulée de la solution du compartiment aval en fonction du temps. Cette courbe présente généralement deux parties :

- Le régime non stationnaire comporte deux zones une phase d'initiation ou l'évolution de la concentration est très lente, et une phase de transition ou l'évolution de la concentration en fonction du temps est plus rapide mais croît de façon non linéaire,
- Le régime stationnaire ou l'évolution de la concentration est linéaire. C'est cette partie de la courbe qui est utilisée pour le calcul du coefficient de diffusion.

L'intersection de la droite obtenue en régime stationnaire avec l'axe des abscisses permet de déterminer le temps de retard T_{mig} . Ce dernier dépend de l'isotherme d'interaction et de la porosité du béton.

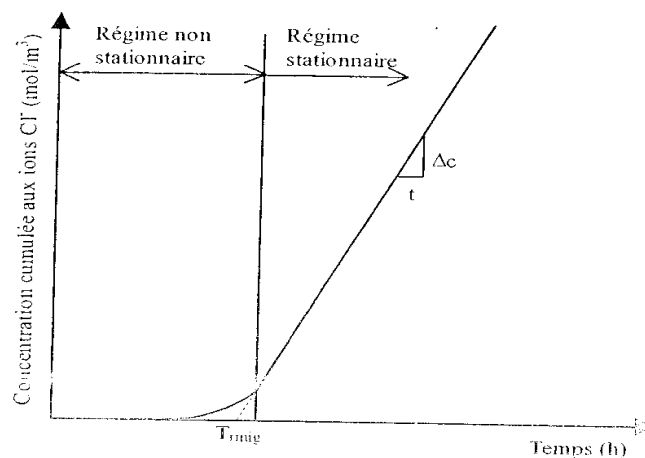


Figure II.31 : Variation de la concentration aux ions Cl^- dans le compartiment aval en fonction du temps [178]

II.4.4.8 Mesure de la perméabilité à l'eau

II.4.4.8.1 Dispositif de mesure de la perméabilité à l'eau

Dans le cas des bétons perméables et très perméables, la perméabilité à l'eau liquide peut facilement être évaluée par la mesure directe du test de perméabilité à l'eau sous pression (en conditions laminaires d'écoulement). Dans la littérature, différents dispositifs expérimentaux existent, mais à ce jour, aucun mode opératoire recommandé n'a été publié par l'ensemble de la communauté scientifique.

Pour un matériau saturé par le fluide de mouillage, on impose une différence de pression entre les deux faces de l'échantillon et on mesure le débit de fluide passant à travers l'échantillon pendant un temps donné. Il s'agit de déterminer le coefficient de perméabilité K à l'aide d'un

perméamètre. Selon la loi de Darcy (Eq. (II.13)), le débit liquide dans les matériaux poreux est proportionnel au gradient de pression P_l [185].

$$v_l = -\frac{K_l}{\mu_l} \cdot \vec{\nabla} P_l \quad (\text{II.13})$$

Où v_l est le débit volumique (m^3/s), K_l est la perméabilité « intrinsèque » à l'eau liquide de la matière saturée (indépendante du degré de saturation en eau liquide (S_l) et théoriquement indépendante du fluide pénétrant) (m^2), μ_l est la viscosité dynamique de l'eau liquide (fluide incompressible) ($\mu_l = 10^{-3} \text{ kg}\cdot\text{m}^{-1}\cdot\text{s}^{-1}$ à 20° C) et P_l est la pression du liquide (Pa).

La perméabilité à l'eau liquide $K_l \cdot k_{rl}(S_l)$ d'un milieu non saturé (béton partiellement saturé) régit le transport (convectif) de l'eau liquide conformément à la loi étendue de Darcy qui caractérise l'écoulement visqueux d'un fluide incompressible et non réactif sous un gradient de pression totale et qui s'écrit dans un système unidimensionnel, selon l'axe Ox (Eq. (II.14)) [186].

$$v_l = -\frac{K_l}{\mu_l} \cdot k_{rl}(S_l) \cdot \frac{\partial P_l}{\partial x} \quad (\text{II.14})$$

Où $k_{rl}(S_l)$ est la perméabilité relative à l'eau liquide qui dépend du degré de saturation (S_l).

Par contre, il est largement reconnu que dans le cas des bétons faiblement perméables (béton ordinaire de bonne qualité et le béton à haute et très haute performance), la mesure directe de la perméabilité à l'eau liquide avec un perméamètre courant (mesure du débit de l'eau sous gradient de pression par un dispositif conventionnel) est délicate et difficile voire impossible [187], [188]. Pour un ordre de grandeur de 10^{-21} m^2 de la perméabilité, une épaisseur de l'échantillon de l'ordre 5 cm et un état de saturation complet, la loi de Darcy prévoit une vitesse de filtration d'environ 10^{-9} m/s (environ 1 cm/an) [189], ce qui rend le test difficile à réaliser. Par conséquent, si l'on souhaite mesurer la perméabilité à l'eau liquide du béton de faible perméabilité de manière purement expérimentale (mesure du débit de l'eau sous gradient de pression à travers le béton), il est nécessaire d'adapter le dispositif expérimental et éventuellement la méthode d'essai. Des techniques spécifiques, utilisant des appareils sophistiqués, ont été développées pour mesurer la perméabilité à l'eau liquide du béton. Un exemple est l'utilisation d'une cellule triaxiale, associée à un système de mesure suffisamment précis, pour mesurer les valeurs de perméabilité à l'eau liquide de l'ordre de 10^{-22} m^2 [190].

On notera par ailleurs, qu'il existe des procédés basés sur un test de pénétration de l'eau sous pression dans un régime non stationnaire. Par exemple, la méthode exposée dans la norme DIN EN 12390-8 [191] où l'échantillon n'est pas pré-saturé, permet de quantifier la profondeur de pénétration d'eau (Figure II.32). Cette méthode peut alors quantifier le transport de l'eau sous un gradient de pression et éventuellement accéder à la perméabilité du matériau (en régime non-stationnaire). En effet, selon la norme DIN EN 12390-8, une pression d'eau de 1 bar est appliquée sur une seule face plane d'un échantillon cylindrique ou cubique (d'épaisseur 1) pendant les premières 24 h (premier jour), suivie par l'application de 3 bars de pression pendant 48 h (les deux jours qui suivent) et à la fin une pression d'eau de 6 bars est appliquée sur l'échantillon pendant 24 h (quatrième jour). A la fin de l'essai, un fendage de l'échantillon est effectué à l'aide d'une presse hydraulique (Figure. II.33), puis on mesure la pénétration de l'eau à l'aide d'une règle millimétrique.



Figure II.32 : Essai de pénétration de l'eau dans le béton (Laboratoire EOLE). [192]



Figure II.33 : Fendage d'une éprouvette du béton (Laboratoire EOLE). [192]

Dans le cadre de ce travail de recherche, la perméabilité à l'eau du béton a été mesurée au laboratoire EOLE à l'aide d'un perméamètre à eau (à trois têtes) (Figure II.34). Cet appareil est destiné à l'origine pour la mesure de la pénétration de l'eau dans le béton comme nous l'avons décrit plus haut.



Figure II.34 : Perméamètre à l'eau (Laboratoire EOLE)

Nous rappelons que notre matériau, objet de cette étude, est partiellement saturé. Alors, pour un essai de perméabilité à l'eau, l'application de la pression d'eau pendant 4 jours selon la méthode de la norme DIN EN 12390-8, représente un inconvénient majeur car l'échantillon testé sera complètement saturé à partir du premier jour de l'essai (re-saturation du béton). À cet effet, nous avons apporté quelques modifications à cette méthode. Tout d'abord, la pression de l'eau appliquée a été réduite de 6 à 3 bars ainsi que la hauteur des corps d'épreuve testés a été réduite aussi de 15 à 5 cm, dans le but d'étudier la perméabilité à l'eau du béton dans des conditions comparables à celles de l'essai de la perméabilité au gaz. De plus, le temps de l'essai de quelques jours, effectué en régime non stationnaire, a été réduit à quelques heures dont la mesure du débit est effectuée à l'aide des tubes manomètres après une stabilisation du flux traversant l'échantillon de béton.

La Figure II.34 montre une vue générale du dispositif expérimental utilisé, sur lequel trois échantillons (11 x 5) cm sont installés pour la mesure de la perméabilité à l'eau sous pression de 3 bars. Un schéma de principe de ce perméamètre est présenté sur la Figure II.35.

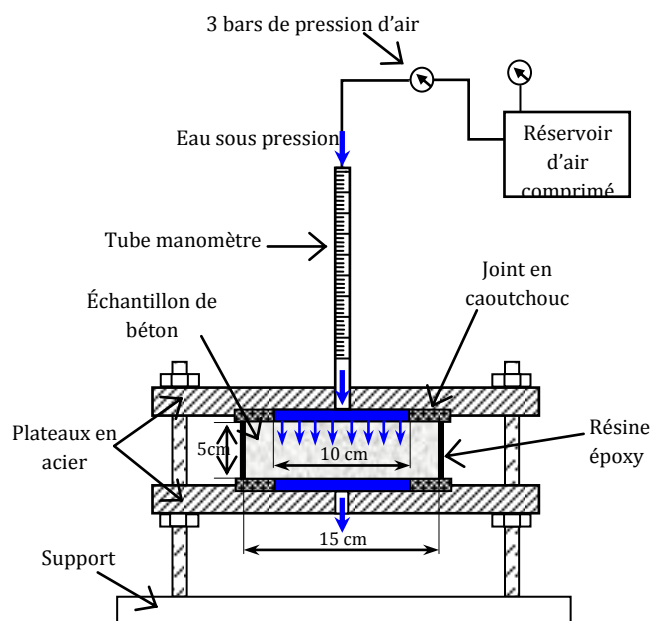


Figure II.35 : Schéma de Principe de perméamètre à eau utilisé au laboratoire EOLE [192]

II.4.4.8.2 Protocole de mesure de la perméabilité à l'eau

La perméabilité à l'eau du béton a été mesurée à l'aide d'un perméamètre à l'eau équipé avec un compresseur pour l'alimentation en air comprimé et des tubes manomètres pour la mesure des débits d'eau (Figure II.34). Il s'agit d'une méthode applicable sur des échantillons moulés ou carottés, dans les limites de tolérances dimensionnelles imposées principalement par les plateaux en acier de l'appareil pour la fixation des échantillons et les joints en caoutchouc dur pour assurer l'étanchéité et empêcher les fuites d'eau sous pression.

L'essai consiste à soumettre un échantillon de béton, protégé latéralement (recouvert avec deux couches de résine époxy) pour assurer un écoulement unidirectionnel, à une pression constante de l'eau et mesurer le débit volumique infiltrant l'échantillon. Après un préconditionnement appliqué (séchage et refroidissement et après avoir purgé tout l'air contenu dans le circuit d'eau, l'échantillon de 5 cm de hauteur est placé entre les supports (les plateaux en acier) du perméamètre, comme il est illustré sur la Figure II.34. Des joints en caoutchouc de forme circulaire et de 15 mm d'épaisseur sont également placés sur les faces supérieure et inférieure de l'échantillon, dont la zone de contact entre l'échantillon et l'eau sous pression est de 100 mm de diamètre (rayon intérieur du joint). Il est alors possible de calculer la perméabilité à partir d'un flux d'eau stable mesuré, après un temps t , qui dépend de la pression appliquée. [193]. [194]

La valeur de débit mesuré après 24 heures d'essai a été utilisée pour déterminer le coefficient de perméabilité à l'eau K_i en appliquant la loi de Darcy. K_i est déterminée en utilisant l'Eq. (II.15) dont un exemple de calcul est présenté sur l'Annexe D :

$$K_i = \frac{Q \cdot L}{A \cdot \Delta h} \quad (\text{II.15})$$

Où K_i est le coefficient de perméabilité à l'eau (m/s); Q est le débit de l'eau qui s'écoule du côté amont de l'échantillon (m³/s); L est l'épaisseur de l'échantillon du béton (m); A est l'aire de perméabilité (surface de contact de l'eau avec l'échantillon) (m²) et Δh est la charge de pression (pression de l'eau exprimée en termes d'une hauteur h de la colonne d'eau) (m). En

tenant compte de la viscosité dynamique de l'eau, $\mu = 10^{-3}$ Pa.s. La valeur de K_i peut être convertie en m^2 ($K = 1 \text{ m/s} = 10^{-7} \text{ m}^2$).

En effet, contrairement au gaz, différentes forces physiques agissent entre les molécules d'eau liquide et la matrice cimentaire. Ce sont des forces à courte portée qui réduisent considérablement la vitesse des molécules d'eau à proximité des parois à l'intérieur des pores où l'écoulement a eu lieu [189]. Cet effet peut alors être traité avec une perméabilité effective à l'eau liquide K_i ; une valeur qui est sensiblement inférieure à la perméabilité intrinsèque au gaz obtenue par des mesures directes et réalisée en utilisant le gaz comme fluide percolant. La perméabilité intrinsèque à l'eau d'un béton typique de structure réside dans la gamme de 10^{-19} à 10^{-17} m^2 [191]; tandis que les valeurs de la perméabilité au gaz ont été trouvées avec un ou deux ordres de grandeur plus élevées [196].

II.4.4.8.3 Le préconditionnement

La procédure de séchage, appelée aussi le préconditionnement, est une procédure nécessaire et inévitable afin de pouvoir mesurer la perméabilité à l'eau des matériaux cimentaires [197]. Dans la littérature, quelques procédures de séchage comme les recommandations AFPC-AFREM [173], consistent à effectuer un séchage dans une étuve à 65° C pendant 28 jours, jusqu'à une stabilisation de la masse avant d'entamer l'essai de la perméabilité à l'eau [199], [186], [199]. Cette procédure est rapide et très facile à effectuer ; mais elle modifie la structure poreuse du matériau [200], [201] et peut provoquer des microfissures à cause d'un retrait dû au séchage, ce qui augmente la perméabilité du béton.

Dans le cadre de cette thèse, l'état hydrique des bétons est un paramètre principal de l'étude et les perméabilités à l'eau du béton sont mesurées en fonction de son degré de saturation. À ce titre, nous présentons dans ce qui suit la procédure expérimentale que nous avons suivie.

Après la rectification des surfaces planes des échantillons des quatre bétons (BOT 0%, BOV10%, BOV20% et BOV30%) et de tailles (11 x 5) cm, (trois échantillons pour chaque diamètre et pour chaque béton ordinaire) sont recouvert avec deux couches de résine époxy, pendant le séchage dans l'étuve et lors de l'essai de perméabilité, ne se produisent que par les deux faces planes. L'ensemble de ces corps d'épreuve sont placés dans une étuve ventilée régulée à $65 \pm 1^\circ \text{ C}$, et séchés par palier puis conservés afin d'obtenir différents taux de saturation. La durée de chaque palier équivaut à 24 h de séchage, suivies de 24 h de

refroidissement dans un dessiccateur à $20 \pm 2^\circ \text{C}$ pour atteindre une stabilisation thermique avant d'entamer l'essai de perméabilité. Une dernière pesée est effectuée à la sortie du dessiccateur, avant l'essai, pour s'assurer de la stabilité de la masse. Après chaque échéance de séchage, des mesures de pertes de masse sont alors effectuées et les degrés de saturation des échantillons peuvent être ainsi déterminés.

Pour les essais de la perméabilité à l'eau, quatre séries d'échantillons correspondant aux quatre BO étudiés (BOT 0%, BOV10%, BOV20% et BOV30%) ont été testées, dont chacune se compose de trois échantillons de taille (11 x 5) cm.

Nous rappelons que dans cette étude, le degré de saturation du béton a été évalué par différence de pesée. Les masses des échantillons dans leurs différents états hydriques (sec, saturé et partiellement saturé) ont été pesées à l'aide d'une balance dont la précision est de 0.02 g. Il est important de noter aussi, que tous les échantillons utilisés pour l'essai de la perméabilité à l'eau ont été recouverts avec deux couches de résine époxy pour assurer un écoulement unidirectionnel de l'eau et éviter toute fuite d'eau qui peut se produire lors de l'essai. Nous précisons que les échantillons à tester sont refroidi dans un dessiccateur à $20 \pm 2^\circ \text{C}$ pendant 24 h pour une stabilisation thermique avant la mesure de la perméabilité à l'eau.

Ce protocole de préconditionnement a été choisi, d'une part, pour limiter les risques de fissuration du béton dus à de forts gradients de température, et d'autre part, pour obtenir des teneurs en eau les plus homogènes possibles à l'intérieur des échantillons testés.

Etant donné la taille importante des corps d'épreuve ((11 x 5) cm) et pour se rapprocher de l'état complètement sec du béton, la durée de séchage a été prolongée à deux mois jusqu'à stabilisation de la masse, c'est-à-dire jusqu'à ce que deux pesées successives ne dépassent pas 0.05 % (mode opératoire AFPC-AFREM). La saturation complète des échantillons du béton a été effectuée sous vide en utilisant un dessiccateur et une pompe à vide suivant les recommandations AFPC-AFREM modifiées (Figure II.24).

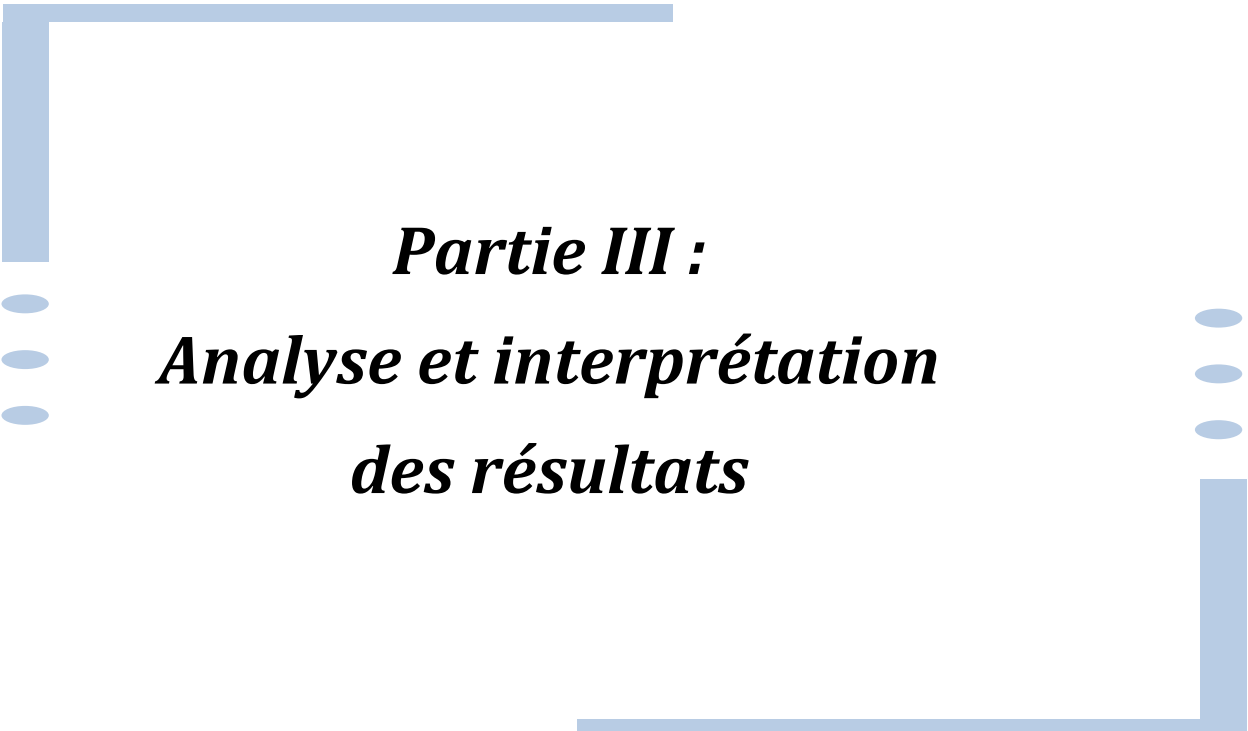
II.5 Conclusion

Ce travail expérimental a pour objectif en premier lieu de mettre en évidence l'influence des ajouts pouzzolaniques (vase de Chorfa) sur le comportement des pâtes par des essais de mesure de temps de prise et de chaleur d'hydratation. Il vise en second lieu à caractériser les bétons à l'état frais conformément aux normes AFGC [184] et étudier leurs performances mécaniques et leur durabilité envers l'attaque des acides, des sulfates, l'eau de mer, la

carbonatation naturel, l'absorption capillaire, la porosité accessible à l'eau, la diffusion des ions chlorure, et la perméabilité accessible à l'eau.

Nous avons adopté pour toutes les formulations le même rapport Eau/Ciment, le même squelette granulaire et le même volume de pâte.

Tous ces essais devraient permettre néanmoins dans un premier temps, la détermination des propriétés révélatrices, directe ou indirecte, de l'influence de la vase calcinée sur les performances des bétons ordinaires et leur durabilité.



Partie III :
Analyse et interprétation
des résultats



Chapitre 1 :
Résultats des essais à l'état frais

CHAPITRE 1 : Résultats des essais a l'état frais

III.1 Introduction

Cette partie présente, les résultats des travaux expérimentaux qui ont été réalisés dans le cadre de notre recherche, ainsi que des interprétations fiables à ces résultats. Il s'agit des essais de caractérisation propres aux bétons ordinaires frais. Par ailleurs des essais de prise ont été menés afin de mettre en évidence l'effet de la vase sur les variations des temps de début de prise, de fin de prise et les temps de prise des pâtes dont ils sont composés, l'essai de consistance, la mesure de l'ouvrabilité et de la masse volumique du béton.

Les essais ont été effectués selon les procédures décrites par l'AFGC [184].

III.2 Essai de consistance

Les résultats de consistance obtenus pour chaque composition de pâte de ciment sont notés dans le tableau III.1, et présentés par la figure III.1

Désignation	Pâte 0	Pâte 1	Pâte 2	Pâte 3
E/L	0.25	0.269	0.285	0.352

Tableau III.1 : Résultats de consistance pour chaque composition de pâte

Avec :

$L = \text{Ciment} + \text{vase}$

Pâte 0: pâte témoin à 0% de vase et 100 % de ciment

Pâte 1: pâte à 10% de vase et 90 % de ciment

Pâte 2: pâte à 20% de vase et 80 % de ciment

Pâte 3: pâte à 30% de vase et 70 % de ciment

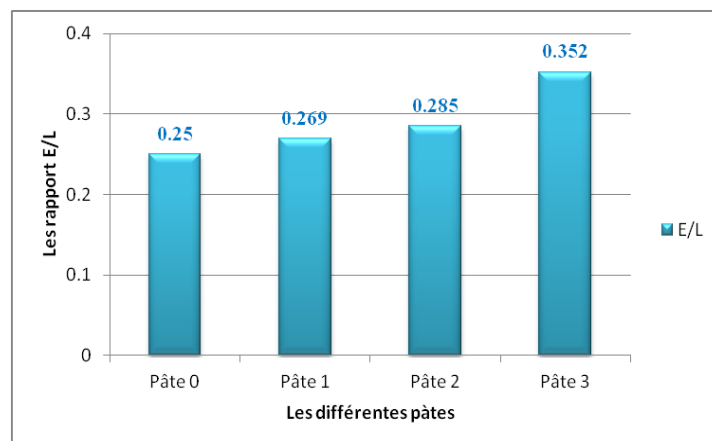


Figure III.1 : Influence des dosages de vase sur les rapports E/L

La figure III.1 montre que le volume d'eau est en relation linéaire avec l'augmentation du taux d'ajout. La pâte de ciment doit avoir une consistance telle qu'elle puisse maintenir les grains de ciment qui forment une suspension stable dans l'eau. On remarque que le rapport E/L augmente avec l'augmentation du pourcentage d'ajout, cela est dû à la finesse de la vase qui absorbe une partie importante de l'eau destinée à l'hydratation du ciment [202].

III.3 Essai de prise

Les résultats des temps de début et de fin de prise des différentes pâtes de ciment sont notés dans le tableau III.2 et illustrés par la figure III.2.

Caractéristiques	Pâte 0	Pâte 1	Pâte 2	Pâte 3
Début de prise	2h 51min	2h 50min	2h 32min	1h46 min
Fin de prise	4h 03min	3h 49min	3h 27min	2h35min
Temps de prise	1h 13min	59 min	55 min	49 min

Tableau III.2 : résultats de temps de prise

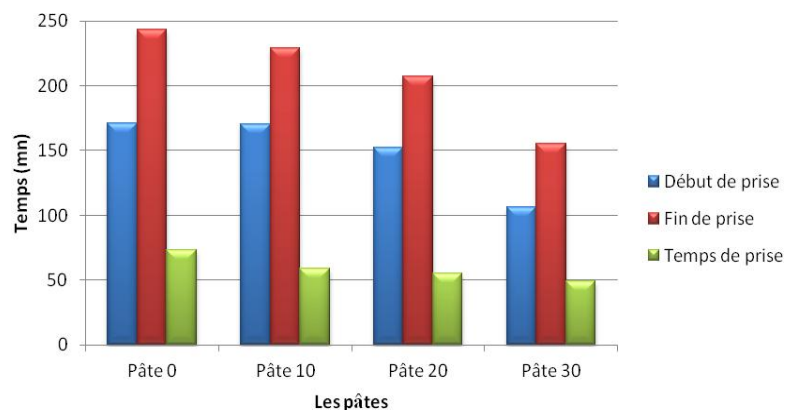


Figure III.2 : Influence des dosages de vase sur la durée de prise

La figure III.2 montre une légère diminution du temps de prise (début et fin) avec l'augmentation du pourcentage d'ajout par rapport au ciment. Cela est dû au remplacement du ciment par l'ajout. Les temps de début et de fin de prise diminuent proportionnellement avec l'augmentation de la finesse de mouture de ciment et vase. Ce qui veut dire que la cinétique d'hydratation du liant devient de plus en plus rapide en fonction de l'augmentation de la finesse [203]. D'une façon générale le temps de prise des pâtes ne semblent pas trop affectés par la présence de la vase, d'où l'intérêt de la valorisation est ce jusqu'à 30% de substitution.

III.4 Essais sur béton frais

III.4.1 Essai d'affaissement

On a procédé à des gâchages de béton de telle sorte que le plastifiant de donne aux bétons une même maniabilité, à consistance plastique. La valeur de l'affaissement au cône d'Abrams pour tous les bétons est donnée par le Tableau III.3 et la figure III.3.

Type	BOT 0%	BOV 10%	BOV 20%	BOV 30%
Affaissement en (cm)	8.5	8.0	7.0	7.0

Tableau III.3 : Affaissements liés aux bétons confectionnés

Sachant que:

BV 0% : béton témoin à 0% de vase et 100 % de ciment;

BV 10% : béton témoin à 10% de vase et 90 % de ciment;

BV 20% : béton témoin à 20% de vase et 80 % de ciment;

BV 30% : béton témoin à 30% de vase et 70 % de ciment;

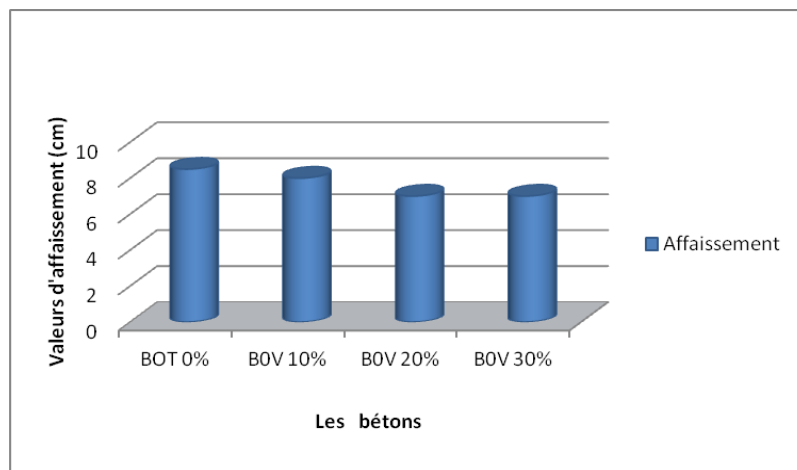


Figure III.3 : Affaissements liés aux bétons confectionnés

Les affaissements des bétons d'étude sont conformes à la norme NF P 18-451 et à l'affaissement exigé pour la formulation de nos bétons (8 ± 1 cm).

III.4.2 La masse volumique apparente

Les masses volumiques du béton frais ont été déterminées en remplissant au cours de chaque gâchée des 4 bétons, des récipients de volume connu V , puis ils sont immédiatement pesés. Soient M_0 la masse du récipient vide, M_1 la masse du récipient rempli du béton frais, la masse volumique du béton frais (en Kg/m^3) sera calculée par :

$$\rho = (M_1 - M_0) / V \quad (\text{III.1})$$

Les masses volumiques apparentes des bétons frais sont représentées dans le tableau III.4.

Désignations	BOT 0%	BOV 10%	BOV 20%	BOV 30%
Masses volumiques apparentes (ρ en Kg/m^3)	2357	2353.7	2349.3	2347

Tableau III.4 : Masses volumiques apparentes des bétons frais

Nous remarquons que les valeurs des masses volumiques apparentes des bétons frais diminuent avec la substitution de la vase. Ceci serait dû à la densité de la vase qui est inférieure à celle du ciment.

III.4.3 Influence de la vase sur le taux du plastifiant

Pour garder un rapport E/L constant, et pour que l'affaissement soit acceptable; on a introduit un plastifiant dans la formulation des différents bétons d'étude comme c'est indiqué dans le tableau III.5 et la figure III.4.

Désignations	BOT 0%	BOV 10%	BOV 20%	BOV 30%
Plastifiant/Liant (%)	0	0.3	0.4	0.65

Tableau III.5 : Taux d'adjuvant en fonction du liant

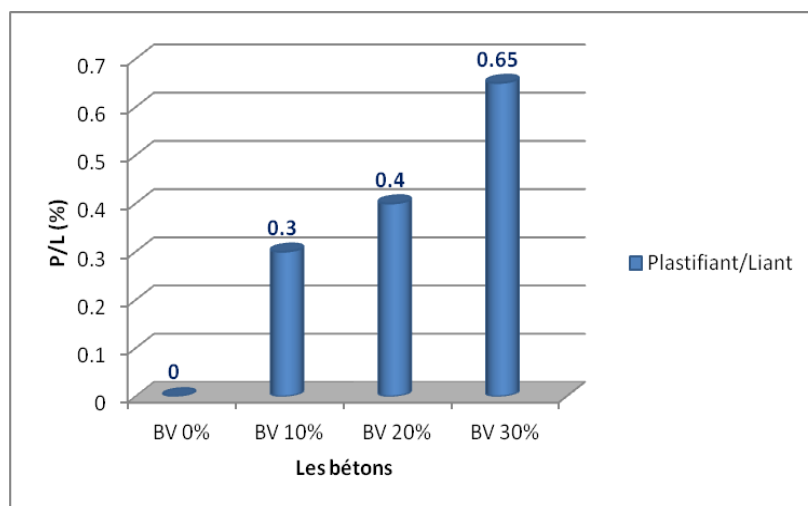


Figure III.5 : Taux d'adjuvant en fonction du liant

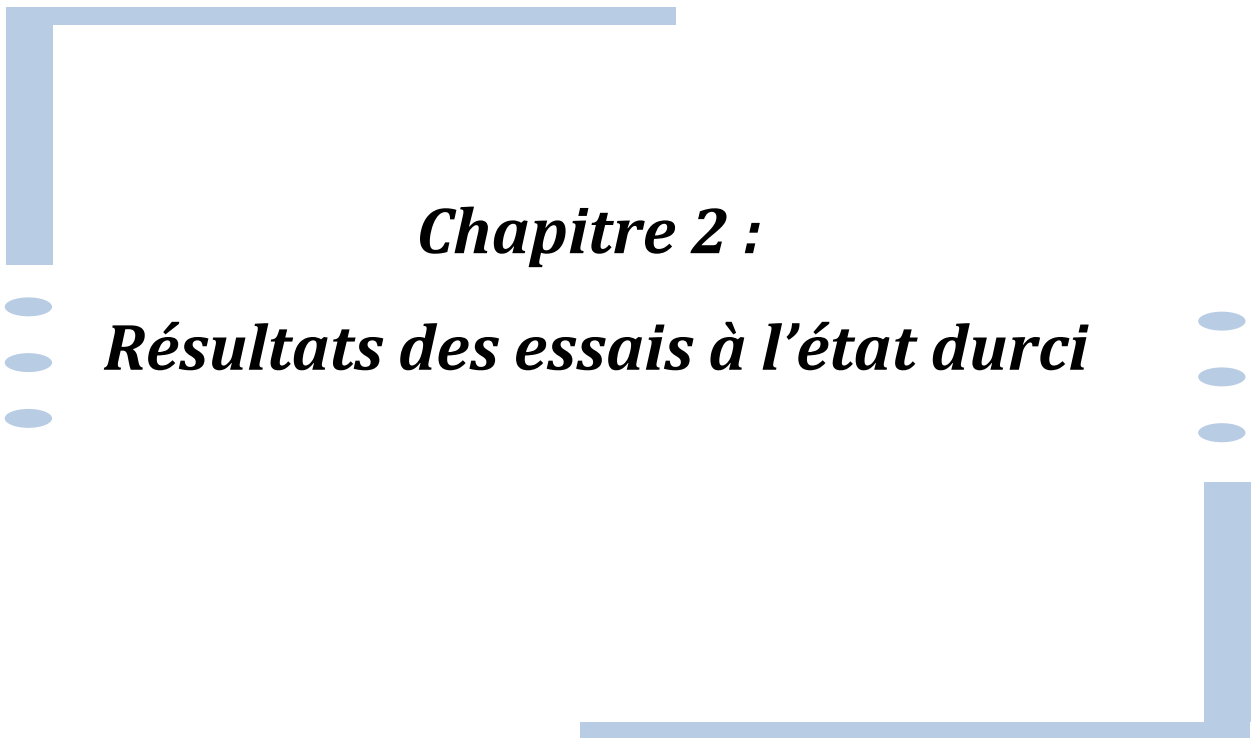
Le pourcentage de l'adjuvant augmente proportionnellement à celui de la vase.

La plage d'utilisation recommandée par le producteur de l'adjuvant (0,3 à 1%) nous a limités dans le taux de substitution de la vase par le ciment. Le dosage maximal de vase étant de 30%.

III.5 Conclusion

Les essais menés à l'état frais sur pâtes avaient pour objectif la détermination des valeurs des rapports E/L par l'essai de consistance qui a révélé que la présence de la vase calcinée implique une augmentation du besoin de la quantité d'eau. Aussi les résultats des mesures de temps de prise des différentes pâtes ont montré que de la vase calcinée utilisée à fort dosage (20 et 30%) contribue à une légère accélération de prise et d'une façon générale l'emploi de la vase calcinée n'affecte pas significativement le temps de prise par rapport à celui du témoin.

L'affaissement au cône d'Abrams mesuré sur les bétons frais leur attribue le caractère de bétons plastiques.



Chapitre 2 :
Résultats des essais à l'état durci

CHAPITRE 2 : Résultats des essais à l'état durci

III.1 Introduction

Les résultats présentés dans ce chapitre caractérisent les propriétés mécaniques des pâtes et bétons ordinaires étudiés à savoir ; résistance mécanique en compression et leur évolution dans le temps, ainsi qu'un contrôle de ségrégation afin de visualiser en œil vif la répartition des granulats dans l'ensemble du béton et confirmer l'homogénéité des mélanges adoptés.

Quatre formulations de béton ont ainsi été optimisées, Elles ont été ensuite caractérisées par des essais de compression simple à différentes échéances (7, 14, 28, 60, 90, 180 et 360 jours).

III.2 Résultats en termes de chaleur d'hydratation

III.2.1 Quantité de chaleur

La figure III.6 représente la chaleur et le flux dégagés en fonction du temps des pâtes à base de 10, 20 et 30% de vase calcinée.

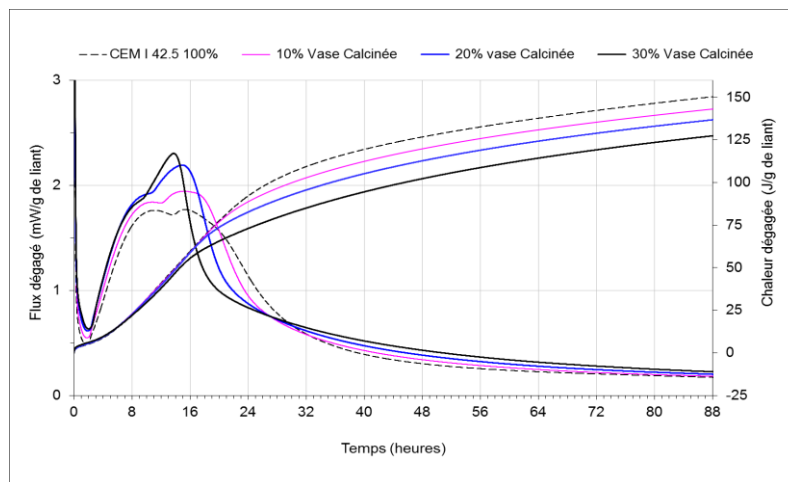


Figure III.6 : Évolution de la chaleur d'hydratation et le flux dégagé en fonction du temps des pâtes à base de 10,20 et 30% de vase calcinée

L'évolution du flux de chaleur présentée dans les courbes ci-dessus présente deux pics. Le premier pic correspond aux réactions initiales, qui suivent les mélanges du ciment et la vase avec de l'eau.

Ce pic initial est suivi par la période dormante, avec un dégagement de chaleur très faible accompagné d'une sursaturation progressive de la chaux. Ensuite, la période d'accélération commence avec la précipitation de la portlandite, et le taux de dégagement de chaleur augmente rapidement jusqu'à ce qu'il atteigne le pic principal avec la formation d'hydrosilicate et d'ettringite supplémentaires [204] [205].

La substitution de 10% de ciment par la vase de Chorfa procure une chaleur plus importante que celle de 20 et 30% à 88 heures. Cela est peut être dû au caractère lent de la réaction pouzzolanique dont le déclenchement est très tardif, comparé à la réaction d'hydratation du C_3S .

La réaction pouzzolanique est lente, parce qu'avant son déclenchement, il faut d'abord que la portlandite se forme suite à l'hydratation du ciment Portland. Une étude [206] sur l'effet des additions minérales, telles que les cendres volantes, la fumée de silice et le laitier de haut fourneau avec différents pourcentages, sur la chaleur d'hydratation des mortiers a montré que le processus d'hydratation endothermique du mortier est très influencé par le remplacement d'une partie de ciment par l'un de ces ajouts.

III.3 Caractérisation des bétons durcis

III.3.1 Contrôle visuel de la ségrégation

Un des moyens de contrôler la ségrégation statique d'un béton consiste à scier une éprouvette de béton durci (coulés verticalement depuis le haut) transversalement (sous forme de disques), au nombre de trois (disque supérieur, médian et inférieur) et à observer la répartition des granulats sur la hauteur de l'éprouvette. (Voir figures III.7, III.8, III.9 et III.10).

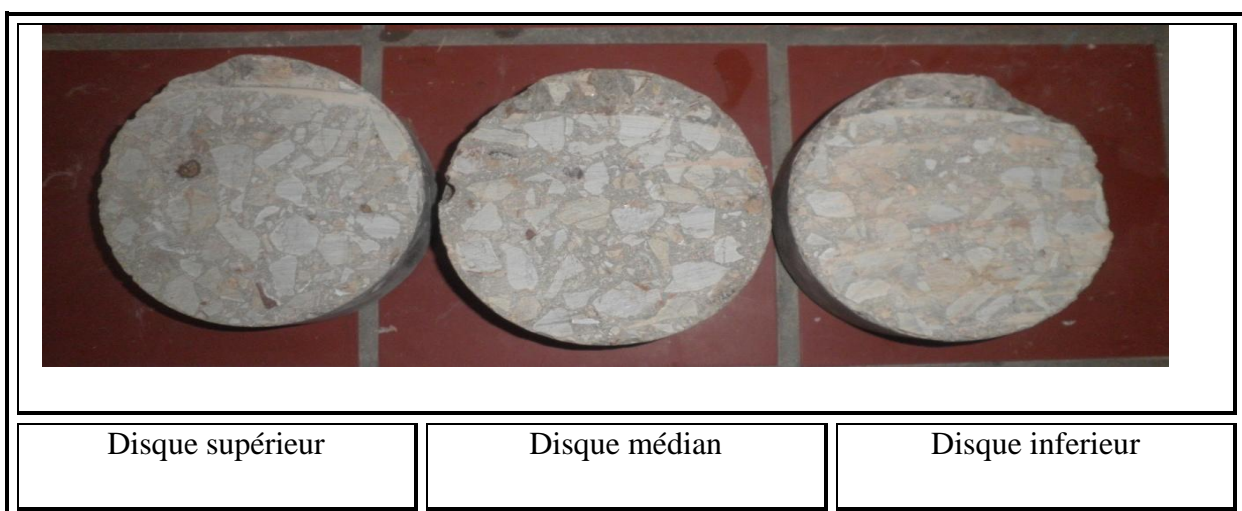


Figure III.7 : Contrôle visuel de la ségrégation du béton témoin

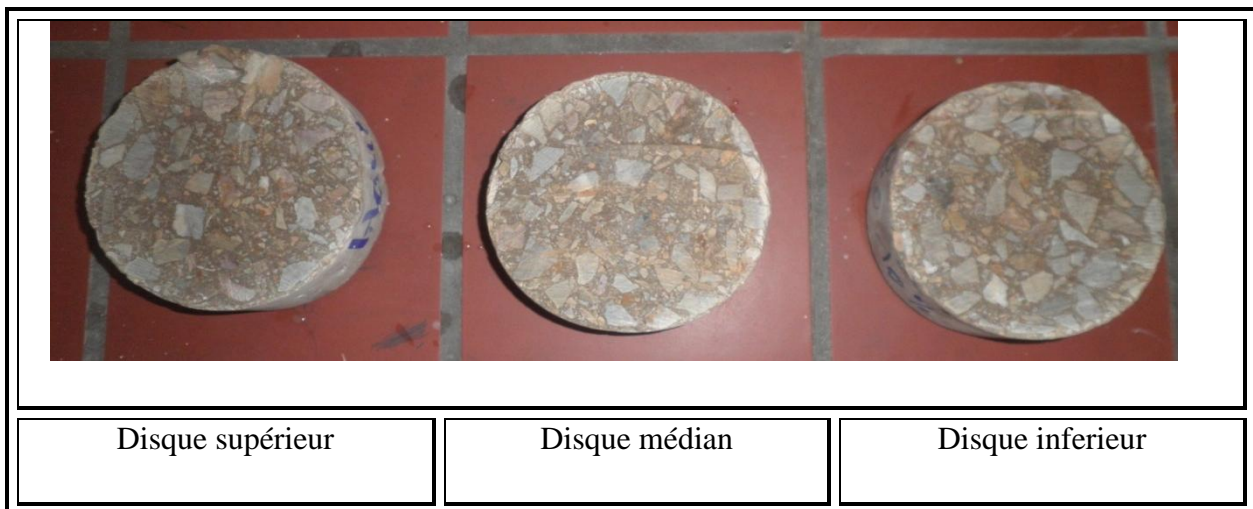


Figure III.8 : Contrôle visuel de la ségrégation du béton à base de 10% de vase

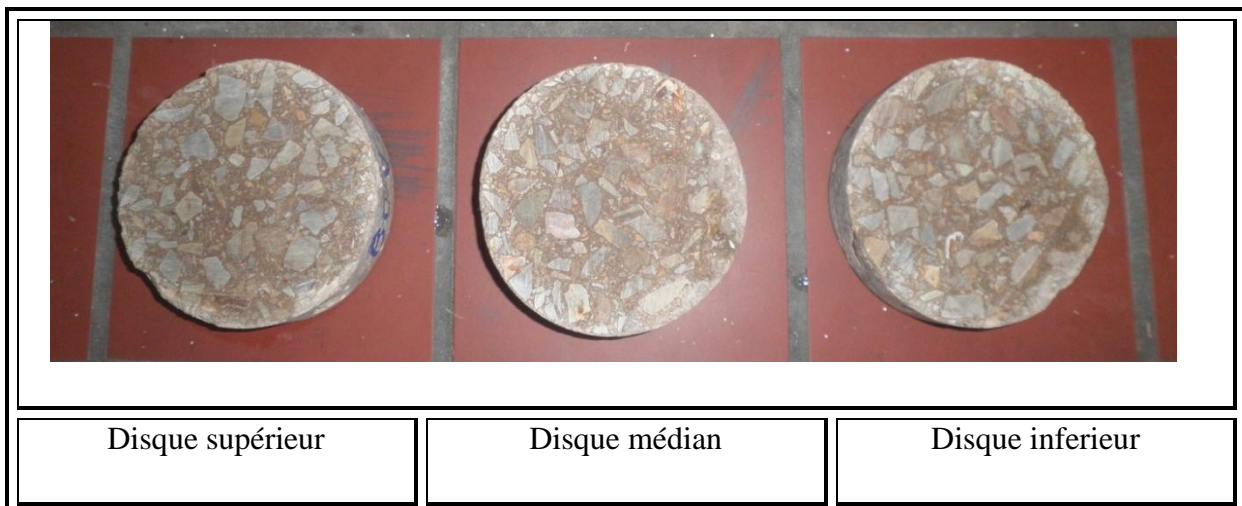


Figure III.9 : Contrôle visuel de la ségrégation du béton à base de 20% de vase

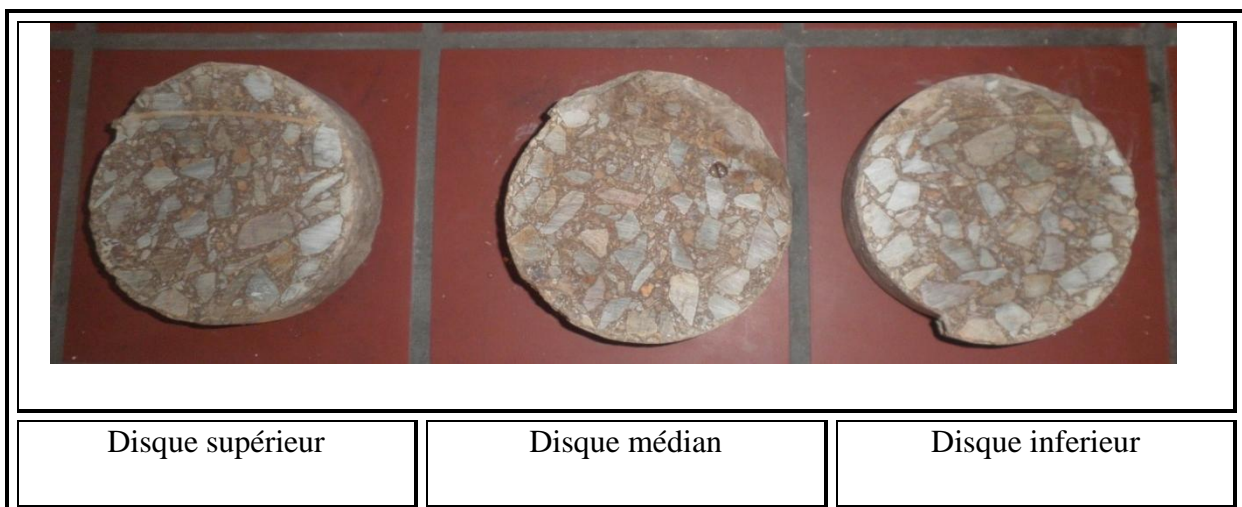


Figure III.10 : Contrôle visuel de la ségrégation du béton à base de 30% de vase

Ces photographies illustrent bien le fait que les formulations des bétons d'étude présentées ne sont pas sujettes à la ségrégation statique. Les granulats sont en effet régulièrement répartis sur toute la hauteur des éprouvettes sciées.

III.3.2 Evolution des résistances mécaniques en compression

Les résultats des mesures des résistances à la compression ont été obtenus par écrasement des éprouvettes (10x10x10) cm³ à base de 10, 20 et 30% et un béton témoin, la figure III.11 montre les résistances à la compression des bétons en MPa en fonction du temps et du dosage en vase.

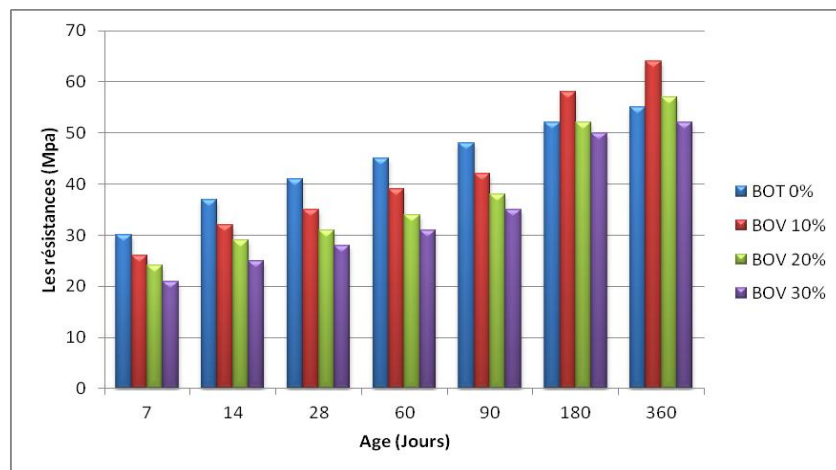


Figure III.11 : Résistances à la compression des bétons en MPa en fonction du temps

Les résultats montrent que le béton témoin atteint de bonnes performances à la compression, puisqu'il n'affiche pas moins de 55 MPa à 360 jours. Les résistances mécaniques du béton à base de 10% sont visiblement les meilleures de tous les bétons à base de vase, et tendent en fin de parcours à dépasser celles du béton témoin. Il atteint une résistance à la compression avoisinant les 64 MPa à 360 jours. Les autres bétons à base de 20 et 30% de vase donnent aussi des résultats très satisfaisants.

Pour mieux visualiser l'évolution de la résistance, nous comparons les rapports des résistances du béton de vase et le témoin (figure III.12).

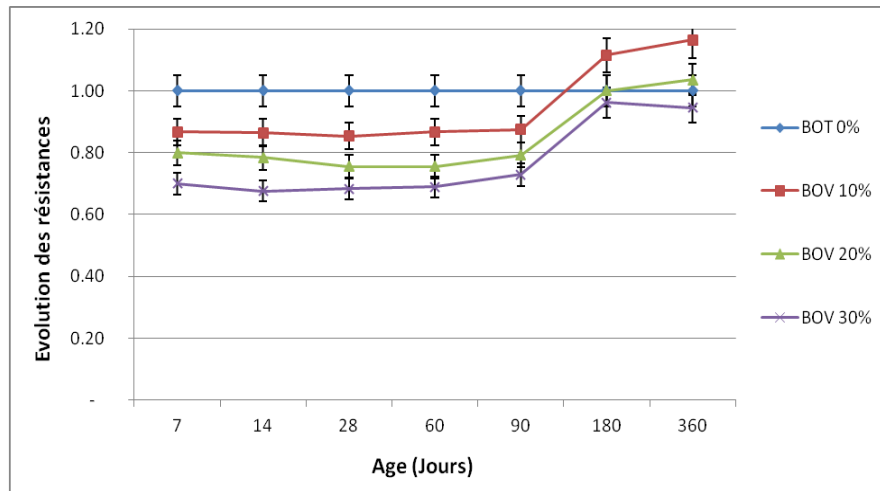


Figure III.12 : Evolution de la résistance des bétons à base de vase par rapport au béton témoin

D'après les résultats obtenus on remarque que les résistances à la compression par rapport au béton témoin de tous les bétons testés augmentent régulièrement avec l'âge et ne présentent aucune chute.

En effet les bétons à base de 10% et 20% de vase présentent une supériorité dans le développement des performances mécaniques par rapport au témoin respectivement de l'ordre de 87%, 80% à 7 jours et 85%, 76% à 28 jours, au-delà de cette échéance 90 jours, les BOV 10 et 20% développent des résistances à la compression supérieures à celles de béton témoin. Ils atteignent à 360 jours environ 116% et 104% respectivement. Ceci peut être attribué à l'activité pouzzolanique qui est lente au jeune âge et qui se développe tardivement.

Par ailleurs le comportement mécanique du béton contenant 30% de vase présente aussi des résistances élevées, et tendent en fin de parcours à se rapprocher de celles du béton témoin, il atteint une résistance à la compression avoisinant les 70% à 7 jours et 68% à 28 jours et environ 95% de la résistance du béton témoin après 360 jours de durcissement.

L'incorporation de la vase calcinée génère une accélération de la résistance mécanique des bétons dans lesquels elle est incorporée et ce à toutes les échéances. Les particules de la vase calcinée lorsqu'elles sont bien défloculées par le plastifiant, favorisent l'hydratation du ciment et de la vase, principalement par un effet physique et conduisent à une matrice cimentaire dont la structure est plus dense d'autant plus que la vase présente une finesse plus élevée. Ces effets ont une influence visible sur la résistance mécanique à moyen et long terme [202], [207].

III.4 Conclusion

Ce chapitre avait pour objectif de comparer les résistances mécaniques des bétons à base de vase calcinée de barrage Chorfa et la formulation du béton témoin.

L'évolution de la température d'hydratation montre que la température maximale d'hydratation des pâtes avec ajout diminue par rapport à la pâte de ciment témoin. Il en résulte que le risque de fissuration est moindre. Cela peut être dû au caractère lent de la réaction pouzzolanique, comparé à la réaction d'hydratation du C_3S .

Pour la résistance à la compression des bétons tous les mélanges de bétons à base de vase et celui de référence donnent de bonnes performances mécaniques.

La vase issue du barrage de Chorfa améliore la résistance à la compression à long terme car elle donne naissance à un second C-S-H qui améliore le remplissage des pores et par conséquent augmente la résistance mécanique.

Les dosages de 10 et 20% de vase substituée au ciment seront optimaux pour développer rapidement des résistances à court terme.

Les résistances de béton qui contient une substitution élevée de vase 30% évoluent lentement par rapport aux autres bétons.



Chapitre 3 :

***RESULTATS DE L'ETUDE DE
DURABILITE***

CHAPITRE 3 : Résultats de l'étude de durabilité

III.1 Introduction

La plupart des processus de détérioration touchant les structures en béton, impliquent les transferts de matière (en particulier d'agents agressifs) à l'intérieur de ces matériaux poreux. Il est couramment prétendu que meilleure est la résistance d'un béton à ces transferts, plus durable sera celui-ci. La pénétration de gaz, d'eau ou d'autres fluides dans le béton s'effectue par l'intermédiaire des pores de la matrice cimentaire et des interfaces pâte - granulats.

Les résultats présentés dans ce chapitre touchent par conséquent les propriétés chimiques des bétons ordinaires élaborés à savoir le béton témoin et les bétons incorporant la vase calcinée caractérisant leur résistance aux attaques chimiques des sulfates, des acides, de l'eau de mer, l'absorption capillaire (la sorptivité), la diffusion des ions chlorures, la porosité accessible à l'eau, Perméabilité à l'eau et de la carbonatation naturelle.

III.2 La résistance aux attaques sulfatiques externes

III.2.1 Variation de la masse dans la solution de sulfate de magnésium ($MgSO_4$)

L'attaque par les sulfates peut détériorer très significativement le béton dans un laps de temps relativement court (10 à 15 ans). L'attaque externe se produit lorsqu'un matériau cimentaire se trouve en contact direct avec une source de sulfate. Les sources peuvent être très variées : eaux et sols riches en gypse, sulfates issus de produits industriels, d'engrais ou de substances organiques, sulfates de l'eau de mer, ..., etc.

L'attaque du béton par les sulfates résulte d'une réaction chimique qui se produit en présence d'eau entre les sulfates, les aluminates de calcium hydratés et non hydratés, et/ou les éléments constitutifs des hydrates de calcium de la pâte de ciment durcie. Les produits qui résultent de ces réactions sont l'hydrate de trisulfoaluminate de calcium communément appelé ettringite, l'hydrate de sulfate de calcium mieux connu sous le nom de gypse et la thaumasite, qui se formerait préférentiellement lors d'attaques sulfatiques à des températures assez basses (entre 0 et 5°C). Les volumes de ces éléments sont beaucoup plus grands que ceux des corps qui leur ont donné naissance ; il en résulte des contraintes fortes qui peuvent détériorer la pâte et finalement désintégrer le béton. Les conséquences de la pénétration des sulfates dans le béton peuvent entraîner un gonflement, une perte de résistance et une altération de la surface de l'élément en béton [165].

Dans cette partie d'étude, nous avons testé la résistance chimique des bétons vis-à-vis l'attaque de sulfate de magnésium ($MgSO_4$).

Les essais consistent à suivre l'évolution des masses et les résistances à la compression des échantillons immergés dans des solutions de 5% $MgSO_4$.

Parallèlement à l'immersion dans les solutions sulfatiques, d'autres échantillons issus de chaque formulation ont été immergés dans l'eau douce. Cet environnement sert comme témoin, les résultats de l'immersion dans la solution sulfatique sont comparés à ceux de la solution témoin.

III.2.1.1 Variation de la masse dans la solution témoin

La figure III.13 montre la variation de la masse des éprouvettes des quatre bétons en fonction de la durée d'immersion dans l'eau douce. Le gain de masse est calculé par rapport à la dernière mesure avant immersion.

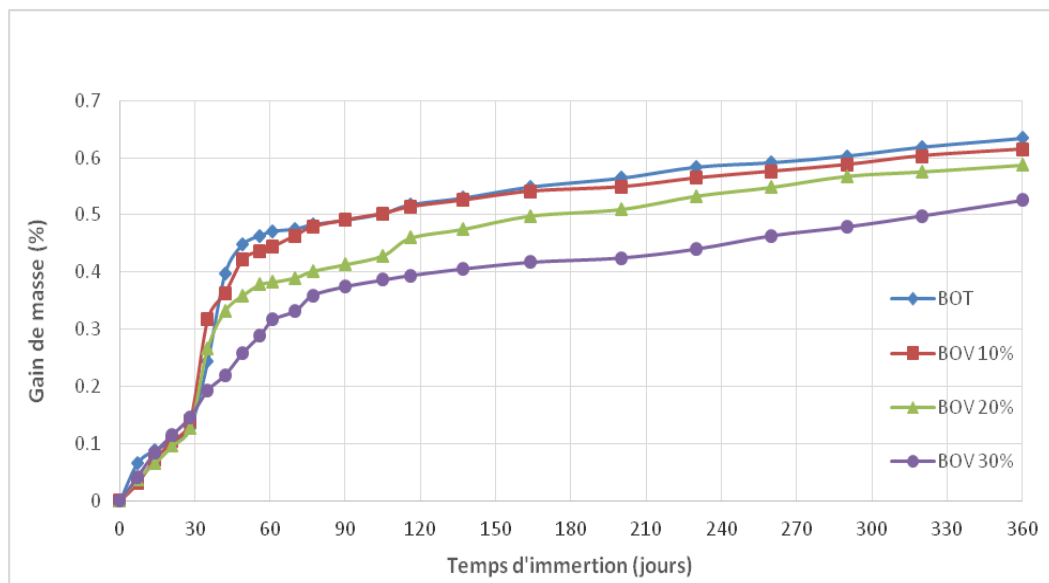


Figure III.13: Variation de la masse des échantillons immergés dans l'eau douce

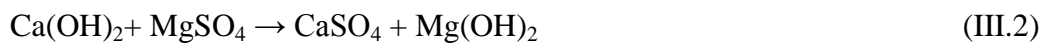
La figure III.13 montre que les bétons présentent un gain de leurs masses respectives. Ce gain évolue en fonction de la durée d'immersion jusqu'à 360 jours. La comparaison entre les bétons montre que la cinétique du gain en masse est pratiquement la même pour les quatre bétons avec une légère supériorité pour le béton témoin. Cela est probablement dû à la structure poreuse éventuelle des grains de la vase [165], mais les taux de gain de masse restent très acceptables dus probablement aux grandes surfaces spécifiques Blaine de la vase qui engendre une grande finesse du réseau poreux et une faible diffusivité des quatre bétons.

L'accroissement progressif du gain de masse est attribué à la continuité de la formation d'hydrates dans les différents bétons et probablement à la formation de couches denses de calcite (CaCO_3) sur la surface des éprouvettes. Ces couches ont pour origine la présence des ions carbonates qui se combinent aux ions calcium, issus majoritairement de la dissolution de la portlandite mais aussi provenant directement de la solution d'eau douce.

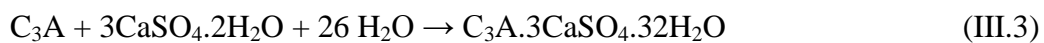
III.2.1.2 Résultats de l'attaque par le sulfate de Magnésium MgSO_4

Le MgSO_4 engendre une double action : la formation d'ettringite et la substitution des ions Ca^{2+} en Mg^{2+} qui le rendent très agressif par rapport au sulfate de sodium,

- **Formation de produits expansifs** (formules III.2 et III.3)

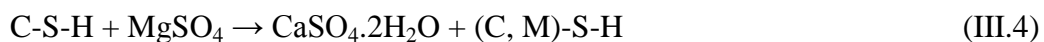


Mg(OH)_2 : c'est la brucite et elle est caractérisée par une faible solubilité et un faible pH.



(Ettringite, expansion)

- **Substitution des ions Ca^{2+} par les ions Mg^{2+} dans les CSH** (formule III.4)



(Le gel MSH est faiblement cohésif)

Le silicate de magnésium hydraté (Mg-S-H) ainsi formé n'a pas de propriétés liantes, et par conséquent la pâte hydratée devient molle et incohérente.

L'attaque des sulfates engendre donc deux types de produits, un gypse secondaire peu expansif et l'ettringite secondaire qui est la cause principale de l'altération des bétons en milieux sulfatés.

III.2.1.3 Variation de la masse dans la solution de sulfate MgSO_4

Le changement de la masse des échantillons immergés dans la solution 5% MgSO_4 est représenté en fonction du temps d'immersion sur la figure III.14. La référence est la dernière mesure avant immersion

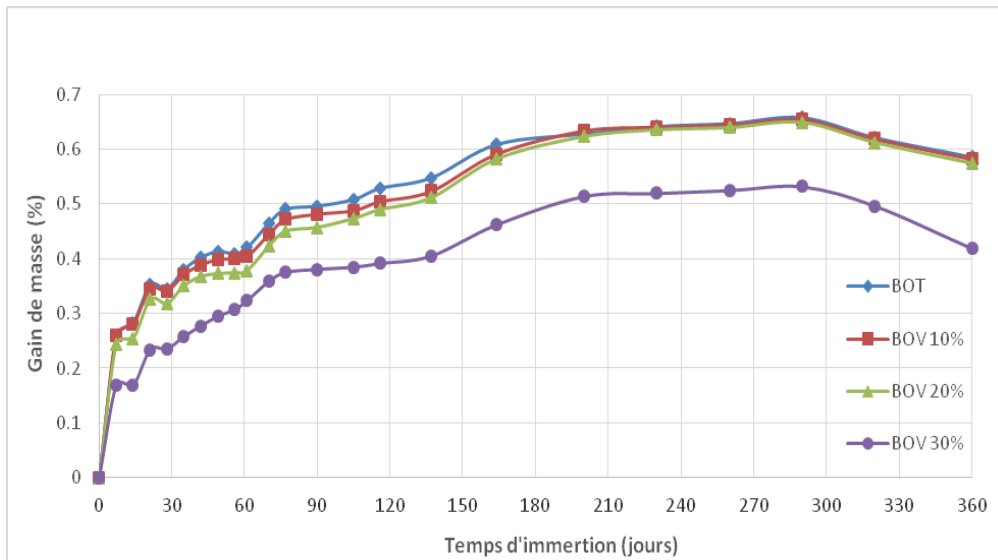


Figure III.14: variation de la masse des échantillons immergés dans la solution de 5% $MgSO_4$

Les éprouvettes immergées dans la solution sulfatique $MgSO_4$ avec une concentration à 5%, se distinguent par une augmentation de la masse dès les premiers jours de l'immersion et il y a une continuité d'augmentation jusqu'à 270 jours avec un gain de masse de 0.37% pour le BOV 30% de vase. Ce phénomène est justifié par la formation des produits volumineux, l'attaque du béton par les sulfates de magnésium engendre une réaction chimique qui se produit en présence d'eau entre les ions de sulfate et l'aluminat de calcium hydraté C_3A et les éléments constitutifs de l'hydrate de calcium de la pâte de ciment durci.

Le BOV 30% présente un gain de masse moins important que celui des BOT, BOV 10% et BOV 20%. Le gain de masse du BOV 10% est presque similaire que celui du BOV 20% si on prend en compte la dispersion des mesures. Le BOT est plus sensible à la dégradation par l'attaque du sulfate de magnésium à long terme.

La variation de la masse des bétons peut être expliquée par les processus de transport, perméabilité et diffusion, au sein de la matrice cimentaire. Ces propriétés de transport sont considérées comme « des indicateurs de durabilité ». Ils dépendent fortement du réseau poreux, de sa connectivité et de la teneur en solution interstitielle du matériau.

L'augmentation de la masse dans le cas de l'attaque du $MgSO_4$ peut être expliquée par la formation de la brucite (formule III.2), qui est un produit très peu soluble avec un pH faible [208].

Les produits qui résultent de cette réaction sont l'ettringite et le gypse. La formation d'ettringite est liée à l'augmentation de 8 fois le volume initial [123] jusqu'à ce que les cristaux en aiguilles n'aient plus d'espace pour croître dans les pores.

III.2.1.4 Suivi de la résistance à la compression

Les résistances à la compression ont été suivies sur des éprouvettes de 10x10x10 cm³ immergées dans la solution de sulfate de sodium. Les échéances de mesure sont : avant immersion, après 90 jours d'immersion.

Les figures III.15 et III.16 montrent l'effet de la substitution partielle du ciment CEMI par de la vase calcinée sur l'évolution de la résistance à la compression des bétons immergés dans une solution de 5 % sulfate de magnésium.

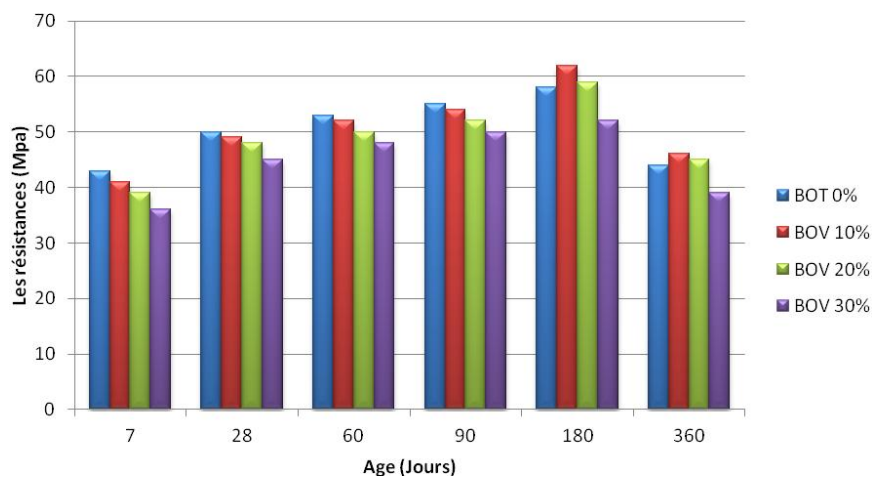


Figure III.15: Evolution de la résistance à la compression des bétons immergés dans la solution de 5% MgSO₄

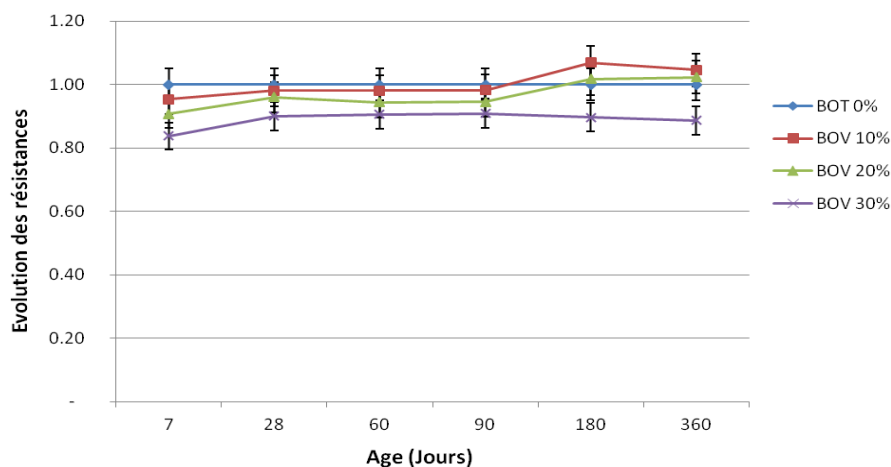


Figure III.16: Evolution de la résistance à la compression des bétons immergés dans la solution de 5% MgSO_4 par rapport à celles du béton témoin

A l'instar des résultats de l'immersion dans la solution de 5 % de sulfate de sodium, on constate que la résistance à la compression du BOT a chuté dès le 180^{ème} jour de conservation en solution. La diminution de la résistance est de l'ordre de 14 MPa. En revanche les autres bétons sont affectés aussi à partir du 180^{ème} jour d'immersion.

Le BOV 10%, BOV 20% et le BOV 30% présentent respectivement une résistance maximale à 180 jours d'âge d'immersion (62, 59 et 52 MPa) pour diminuer considérablement à 360 jours (46, 45 et 39 MPa), mais en tenant compte de la dispersion des mesures, nous pouvons dire que la résistance est moins stable pour ces types de béton.

Plusieurs recherches indiquent que l'augmentation de la résistance à la compression avant sa chute à un certain âge est due à la formation de l'ettringite et du gypse qui remplissent les micropores menant à une structure dense, au delà d'un certain âge la formation de ces produits expansifs cause la destruction de la pâte de ciment durcie et sa fissuration ce qui influe négativement sur les caractéristiques mécaniques des bétons [209], [210]. L'agression chimique due aux solutions de sulfate de sodium et de sulfate de magnésium, après leur pénétration dans la matrice cimentaire, se caractérise par leur réaction avec les hydrates et le changement de leur structure.

On peut remarquer aussi que les bétons BOV 10% et BOV 20% présentent des résistances meilleures par rapport aux autres bétons à 360 jours d'immersion dans la solution MgSO_4 .

III.2.1.5 Examen visuel

Des photos ont été prises pour évaluer les signes de détérioration extérieure des éprouvettes de béton après 360 jours d'immersion dans la solution 5% MgSO_4 (Figures III.17).

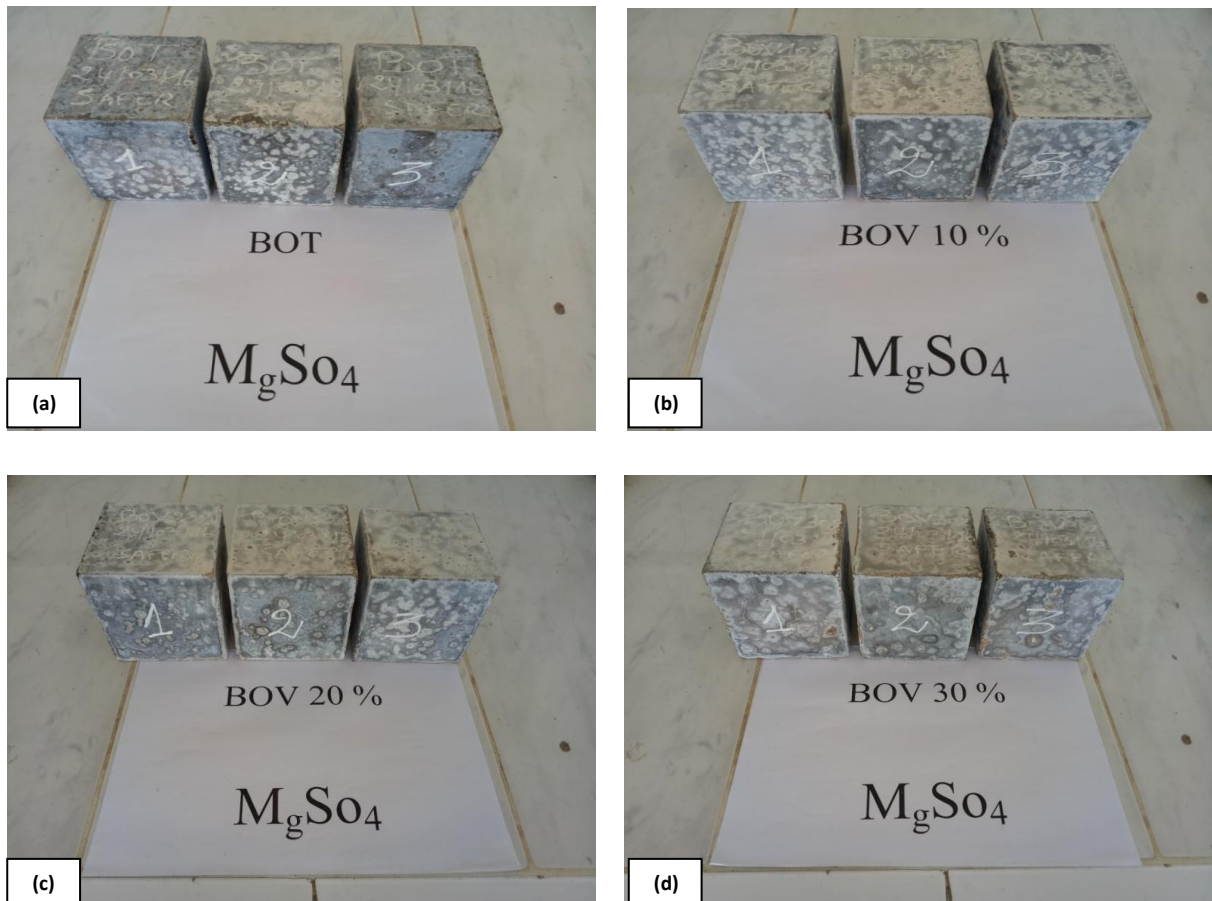


Figure III.17: Echantillons de différents bétons, après 360 jours d'immersion dans la solution de 5% de $MgSO_4$ a) BOT 00% b) BOV10% c) BOV20% d) BOV30%

La Figure III.17 ne révèle pas de signe significatif de dégradation des différents échantillons. Par ailleurs l'examen visuel des bétons montre une légère fissure autour des coins et des bords des éprouvettes et la formation d'une couche blanchâtre sur la surface extérieure des échantillons et qui caractérise le déclenchement de la formation du gypse. Ceci explique la diminution de la masse de ce béton entre 180 et 360 jours d'âge d'immersion dans la solution sulfatique.

III.2.2 Variation de la masse dans la solution de l'eau de mer

Le changement de la masse des échantillons immergés dans l'eau de mer est représenté en fonction du temps d'immersion sur la figure III.18. La référence est la dernière mesure avant immersion

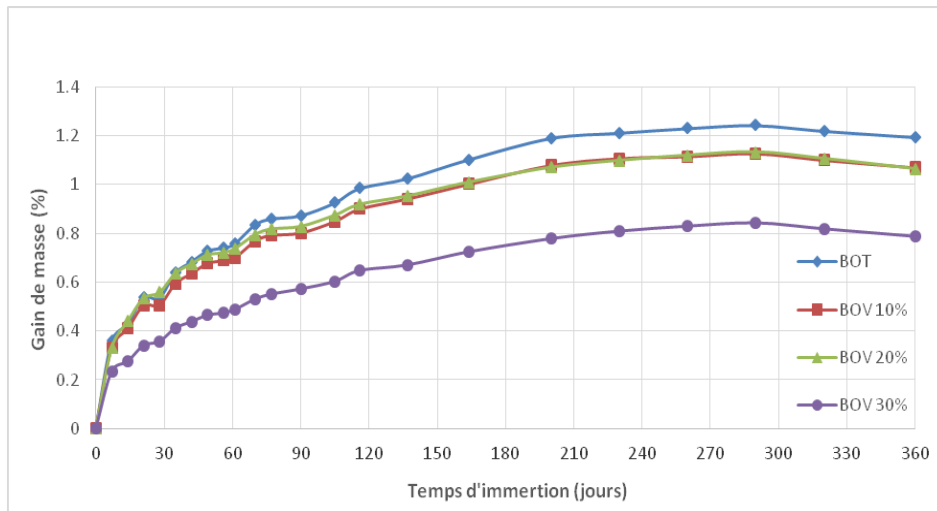


Figure III.18: variation de la masse des échantillons immergés dans la solution de l'eau de mer

Les éprouvettes immergées dans la solution de l'eau de mer, se distinguent par une augmentation de la masse dès les premiers jours de l'immersion et il y a une continuité d'augmentation jusqu'à 320 jours. Ce phénomène est justifié par la formation des produits volumineux, l'attaque du béton par les sulfates de magnésium engendre une réaction chimique qui se produit en présence d'eau entre les ions de sulfate et l'aluminate de calcium hydraté C_3A et les éléments constitutifs de l'hydrate de calcium de la pâte de ciment durci.

Le BOV 30% présente un gain de masse moins important que celui des BOT, BOV 10% et BOV 20%. Le gain de masse du BOV 10% est presque similaire que celui du BOV 20% si on prend en compte la dispersion des mesures. Le BOT est plus sensible à la dégradation par l'attaque de l'eau de mer à long terme.

La variation de la masse des bétons peut être expliquée par les processus de transport, perméabilité et diffusion, au sein de la matrice cimentaire. Ces propriétés de transport sont considérées comme « des indicateurs de durabilité ». Ils dépendent fortement du réseau poreux, de sa connectivité et de la teneur en solution interstitielle du matériau.

L'augmentation de la masse dans le cas de l'attaque de l'eau de mer peut être expliquée par la formation de la brucite (formule III.2), qui est un produit très peu soluble avec un pH faible.

Les produits qui résultent de cette réaction sont l'ettringite et le gypse. La formation d'ettringite est liée à l'augmentation de 8 fois le volume initial jusqu'à ce que les cristaux en aiguilles n'aient plus d'espace pour croître dans les pores.

III.2.2.1 Suivi de la résistance à la compression

Les résistances à la compression ont été suivies sur des éprouvettes de 10x10x10 cm³ immergées dans la solution de l'eau de mer. Les échéances de mesure sont : avant immersion, après 90 jours d'immersion.

Les figures III.19 et III.20 montrent l'effet de la substitution partielle du ciment CEMI par de la vase calcinée sur l'évolution de la résistance à la compression des bétons immergés dans une solution de l'eau de mer.

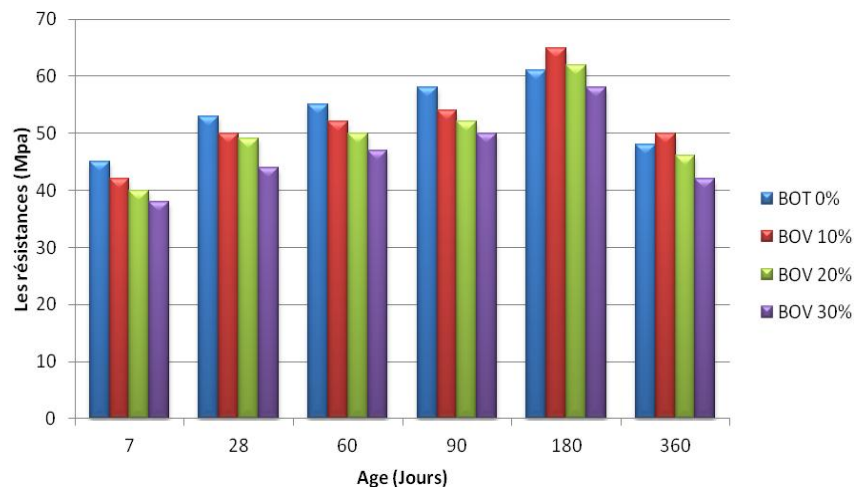


Figure III.19: Evolution de la résistance à la compression des bétons immergés dans la solution de l'eau de mer

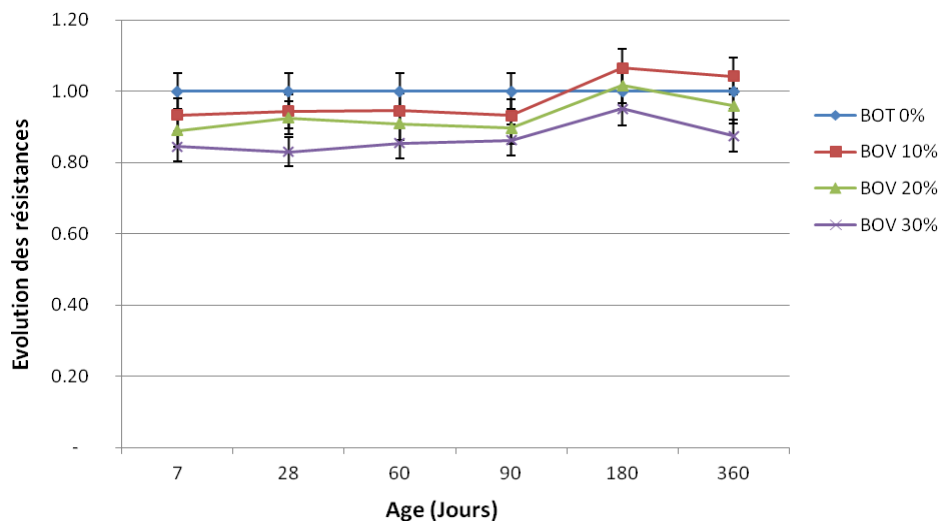


Figure III.20 : Evolution de la résistance à la compression des bétons immergés dans la solution de l'eau de mer par rapport à celles du béton témoin

A l'instar des résultats de l'immersion dans la solution de l'eau de mer, on constate que la résistance à la compression du BOT a chuté dès le 180^{ème} jour de conservation en solution. La diminution de la résistance est de l'ordre de 13 MPa. En revanche les autres bétons sont affectés aussi à partir du 180^{ème} jour d'immersion.

Le BOV 10%, BOV 20% et le BOV 30% présentent respectivement une résistance maximale à 180 jours d'âge d'immersion (65, 62 et 58 MPa) pour diminuer considérablement à 360 jours (50, 46 et 42 MPa), mais en tenant compte de la dispersion des mesures, nous pouvons dire que la résistance est moins stable pour ces types de béton.

Plusieurs recherches indiquent que l'augmentation de la résistance à la compression avant sa chute à un certain âge est due à la formation de l'ettringite et du gypse qui remplissent les micropores menant à une structure dense, au delà d'un certain âge la formation de ces produits expansifs cause la destruction de la pâte de ciment durcie et sa fissuration ce qui influe négativement sur les caractéristiques mécaniques des bétons [209], [210]. L'agression chimique due aux solutions de sulfate de sodium et de sulfate de magnésium, après leur pénétration dans la matrice cimentaire, se caractérise par leur réaction avec les hydrates et le changement de leur structure.

On peut remarquer aussi que les bétons BOV 10% et BOV 20% présentent des résistances meilleures par rapport aux autres bétons à 360 jours d'immersion dans la solution de l'eau de mer.

III.2.2.2 Examen visuel

Des photos ont été prises pour évaluer les signes de détérioration extérieure des éprouvettes de béton après 360 jours d'immersion dans l'eau de mer (Figures III.21).

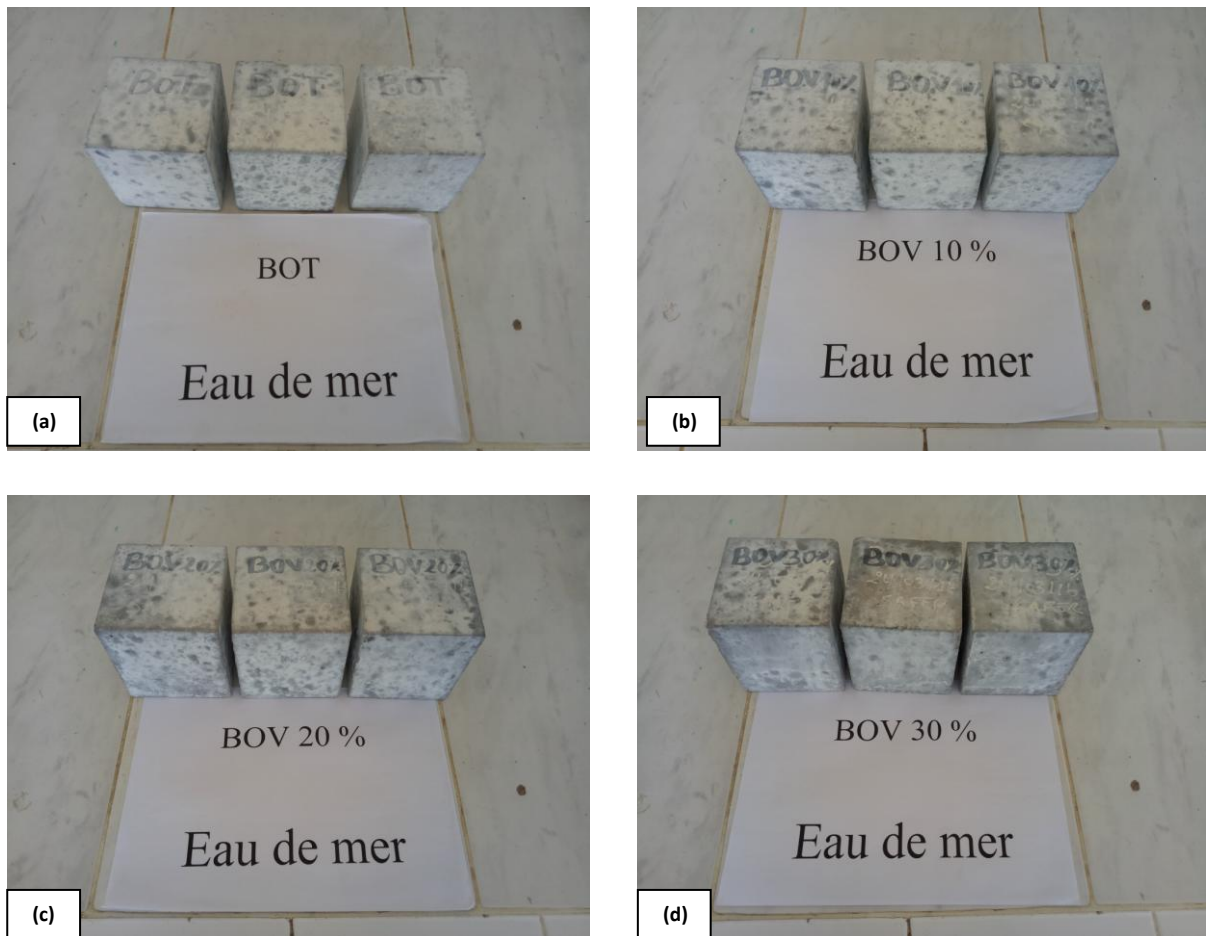


Figure III.21: Echantillons de différents bétons, après 360 jours d’immersion dans la solution de l’eau de mer a) BOT 00% b) BOV10% c) BOV20% d) BOV30%

La Figure III.21 ne révèle pas de signe significatif de dégradation des différents échantillons. Par ailleurs l’examen visuel des bétons montre une légère fissure autour des coins et des bords des éprouvettes et la formation d’une couche blanchâtre sur la surface extérieure des échantillons et qui caractérise le déclenchement de la formation du gypse. Ceci explique la diminution de la masse de ce béton entre 180 et 360 jours d’âge d’immersion dans la solution de l’eau de mer.

III.2.3 La résistance aux attaques acides (H_2SO_4)

L’essai de la résistance aux attaques acides, consiste à suivre l’évolution de la masse d’échantillons immergés dans une solution saturée en acide (2% en volume).

Des essais d'immersion dans des solutions d'acide sulfurique (H_2SO_4) ont été effectués pour évaluer la résistance des différentes formulations de bétons.

Les échantillons testés sont de formes cylindriques de 6.3 cm de diamètre et de 12.6 cm de hauteur. Trois échantillons sont utilisés par formulation. L'essai a été réalisé après 90 jours de conservation dans l'eau.

A l'échéance souhaitée, les cylindriques ont été sorties de l'eau et laissés dans une ambiance de 23°C et de 50% hygrométrie relative pendant 30 minutes afin d'éliminer l'excès d'eau sur la surface des éprouvettes.

La masse sèche initiale (M_0) des cubes est déterminée avant leurs immersions dans des solutions acides [164].

Des solutions d'acides sulfuriques et d'acides chlorhydriques avec des concentrations initiales de 2% en volume ont été préparées dans des récipients résistants à l'acide. Ces solutions ont été placées à une température ambiante de 23°C. Les échantillons sont alors disposés et espacés de 2 cm et recouvert d'environ 2 cm de solution acide [211].

Un pH mètre a été utilisé pour surveiller les niveaux du pH tout les deux jours. Le pH maximum mesuré est de 2,0 pour le (H_2SO_4).

III.2.3.1 Variation de masse

Selon la procédure de la norme ASTM C 267 [211] : les éprouvettes sont nettoyées 3 fois avec de l'eau douce pour éliminer le béton altéré, puis on les laisse à l'air libre pendant 30 mn pour procéder ensuite à la pesée. Cette opération est effectuée après chaque semaine d'immersion et pendant 10 semaines [211] Selon les recommandations des normes en vigueur, la solution acide est renouvelée après chaque nouvelle pesée [211].

La variation de la masse de chaque éprouvette est calculée à partir de l'équation suivante (Equation III.5) :

$$VM \% = \left[\frac{M_0 - M_i}{M_0} \right] \times 100 \quad (III.5)$$

Avec

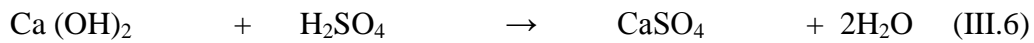
VM : variation de la masse en (%) ;

M_0 : la masse de l'éprouvette avant exposition à l'attaque acide en (gramme) ;

M_i ($i=1, 2, 3, \dots, 12$) : la masse après 1, 2, ..., 12 semaines d'attaque en (gramme).

III.2.3.2. Résultats de l'attaque par l'acide H₂SO₄

Un cas très agressif et destructif d'attaque par acide se produit lorsque le béton est exposé à l'acide sulfurique (H₂SO₄). Le sel de calcium produit par la réaction de l'acide sulfurique et de l'hydroxyde de calcium est un sulfate de calcium qui cause une dégradation accrue. Ce processus est illustré par la formule III.6 suivante.



Hydroxyde de calcium acide sulfurique sulfate de calcium eau

Le suivi de la perte en poids en fonction du temps des éprouvettes des bétons immergés dans la solution à base d'acide sulfurique H₂SO₄ sont illustrés par la figure III.22.

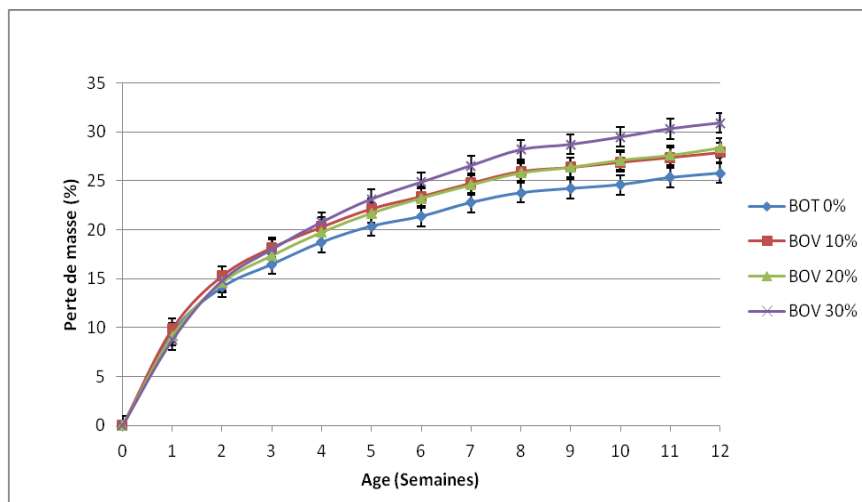


Figure III.22 : Perte de masse des bétons âgés de 90j et immergés dans la solution H₂SO₄

Les résultats obtenus sur les quatre formulations testées par immersion dans la solution d'acide H₂SO₄ montrent en premier lieu qu'après 90 jours d'attaque, le béton témoin semble le plus résistant. La perte de masse due à l'agressivité de l'acide H₂SO₄ varie d'un béton à un autre selon le dosage en vase, les bétons à base de 30% de vase présentent une perte de masse légèrement importante par rapport aux autres bétons en particulier pour des durées d'attaque avancées.

Par comparaison entre les différents bétons, nous pouvons remarquer que tous les échantillons ont subi des dégradations, on note la même résistance des bétons à 10 et 20% de vase envers l'attaque du H₂SO₄.

La résistance des bétons contre l'attaque de l'acide sulfurique dépend principalement de la quantité de Ca(OH)_2 produite durant l'hydratation du ciment [212], en présence de la cendre volante ou de la pouzzolane naturelle, la réaction pouzzolanique réduit le pourcentage de portlandite pour former un nouveau C-S-H différent du C-S-H ordinaire [213]. Les silicates de calcium hydratés formés par les additions à caractère pouzzolanique sont plus stables dans l'environnement à faible pH [214]. En effet, dans notre essai le pH mesuré le long des douze semaines d'immersion ne dépasse pas 2.

L'apport des ajouts minéraux, sans tenir compte de leur contribution du point de vue économique et écologique, se manifeste par :

- la fixation de l'hydroxyde de calcium par l'ajout actif,
- la diminution de la porosité de la pâte de ciment durci, ce qui freine la pénétration des agents agressifs.

La perte de masse est due au fait que le Ciment Portland Artificiel, après hydratation, libère une partie considérable d'hydroxyde de calcium libre (CH) qui peut être lixiviée à l'extérieur quand elle est soumise à l'acide.

Pour le béton en contact avec l'acide sulfurique (H_2SO_4), l'hydroxyde de calcium réagit avec l'acide sulfurique pour former le sulfate de calcium, qui est déposé comme gypse.

Pendant que l'attaque se poursuit, tous les composants du ciment sont par la suite décomposés et lixiviés. En outre le sulfate de calcium constitué par la première réaction va réagir avec la phase d'aluminate de calcium dans le ciment pour former le sulfoaluminate de calcium hydraté (ettringite), qui, après cristallisation, peut causer l'expansion du béton. La couche de gypse précipitée est facilement lixiviée ayant pour résultat une perte de masse considérable.

Dans les ciments avec ajouts, la quantité de CH étant moins importante que dans le ciment sans ajout, cela est dû à la réaction pouzzolanique qui fixe la chaux. Par conséquent, les pores capillaires sont réduits par formation des gels CSH, bloquant ainsi l'absorption de la solution acide, d'où une réduction de la perte de masse.

III.2.3.3 Examen visuel

La Figure III.23 montre l'état des échantillons de tous les bétons d'étude, après 12 semaines d'immersion dans la solution du 2% H_2SO_4

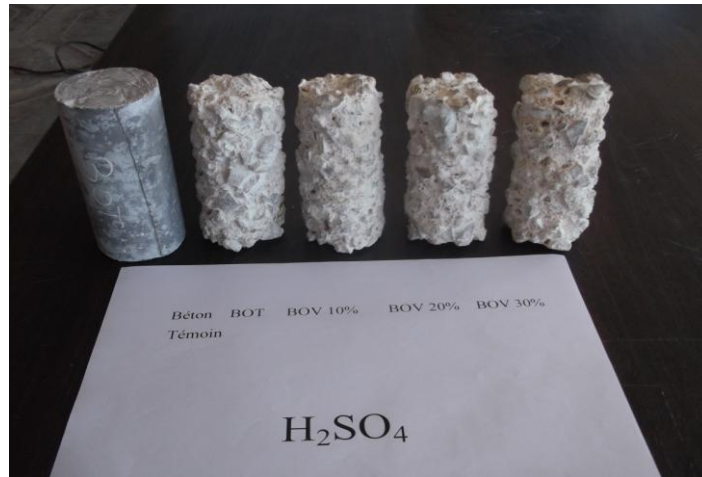


Figure III.23 : Dégradation des échantillons du béton après 12 semaines d’immersion dans la solution d’acide sulfurique

La Figure III.24 montre l’état des échantillons de tous les bétons d’étude, après 360 jours d’immersion dans la solution du 2% H_2SO_4

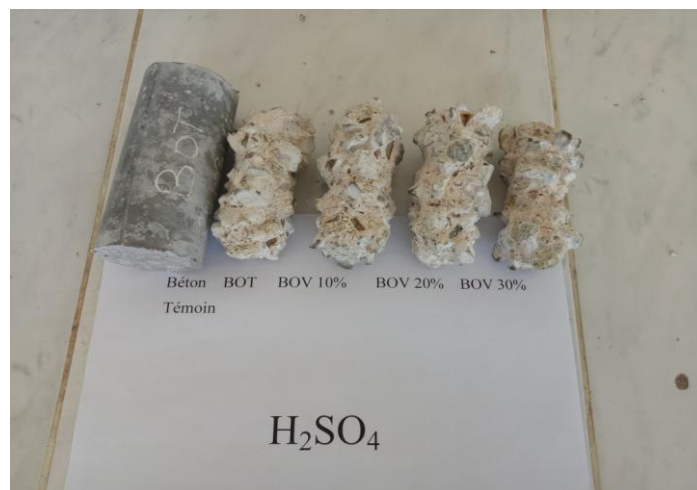


Figure III.24 : Dégradation des échantillons du béton après 360 jours d’immersion dans la solution d’acide sulfurique

Avant le nettoyage des échantillons retirés de la solution d’acide sulfurique, nous avons pu remarquer une couche blanchâtre facilement lavable par l’eau utilisée pour ce nettoyage.

A partir de cette figure, nous pouvons constater la dégradation des échantillons de tous les bétons d’essai, surtout pour le béton BOV 30% qui a subi plus de dégradations que les autres bétons.

L’altération des échantillons est présentée par un déchaussement des granulats dans toutes les surfaces exposées à l’acide sulfurique. En effet, nous remarquons qu’il n’y a pas une grande

différence dans la dégradation des bétons de 20 et 10% de vase. Quant au béton témoin il a été le moins dégradé.

III.2.4 La Carbonatation

La carbonatation est un phénomène naturel de dissolution du dioxyde de carbone de l'air dans la solution interstitielle des bétons suivi d'une réaction acide-base avec les composés basiques, tels que la portlandite, pour former des carbonates de calcium. Il en résulte une diminution du pH et une corrosion des armatures.

Pour mesurer la profondeur de carbonatation, la pulvérisation d'un indicateur coloré tel que la phénolphthaléine permet de visualiser les zones carbonatées sur des surfaces fendues de béton. Elle est incolore sur les zones carbonatées et rose sur les zones saines, elle vire pour un pH d'environ 9.

III.2.4.1 Carbonatation naturelle

Trois échantillons de $7 \times 7 \times 28 \text{ cm}^3$ de chacune des formulations des bétons ont été conservés à l'air libre du laboratoire. La mesure de la profondeur carbonatée a été faite après 12 mois d'exposition. Les zones carbonatées sont mises en évidence à la phénolphthaléine : les photos des sections des éprouvettes sont présentées sur la figure III.25.



Figure III.25: Carbonatation naturelle à 12 mois

Les profondeurs carbonatées après 12 mois d'essai sont représentés sur la figure III.26.

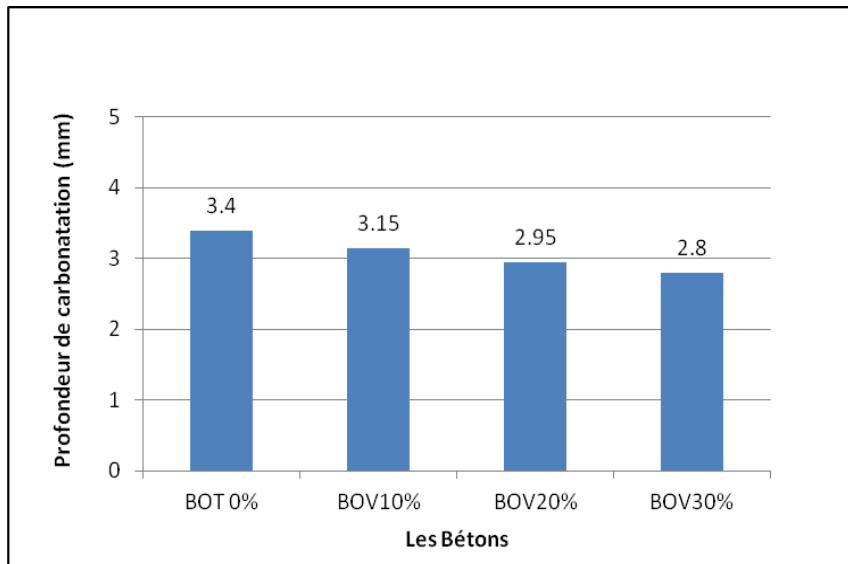


Figure III.26: Profondeur de carbonatation naturelle des bétons d'études, après 12 mois à l'air libre de laboratoire

Les résultats obtenus (Figure III.26) montrent que le BOT 0% présente des profondeurs de carbonatation légèrement supérieures par rapport aux bétons à base de vase calcinée.

Les données de la littérature montrent des avis contradictoires sur l'effet des additions pouzzolaniques sur le comportement des bétons vis-à-vis de la carbonatation, où plusieurs recherches sur la carbonatation des mortiers et des bétons ([128], [215], [216]), rapportent l'effet négatif de la substitution du ciment par la cendre volante. Selon ces recherches, la consommation d'une partie de portlandite par réaction pouzzolanique augmente la profondeur de la carbonatation.

D'autres recherche telles que celle de Siad [217], rapportent l'effet positif des additions pouzzolaniques tels que la cendre volante et la pouzzolane naturelle et qui peut être dû à la grande densification de la structure poreuse en présence des additions pouzzolaniques qui rend l'effet de la consommation de la portlandite un effet secondaire. En outre, nous pouvons expliquer cela, par l'hypothèse de Rozière [176], qui montre que les additions interviennent sur la carbonatation par la dilution de la chaux du clinker et des additions, et non pas par consommation de la portlandite par réaction pouzzolanique. Cela semble justifier le petit écart constaté sur la cinétique de carbonatation des bétons à base de vase qui est sensiblement plus faible que celle du béton témoin.

III.2.5 L'absorption capillaire (la sorptivité)

Le terme sorptivité est utilisé pour décrire le mouvement de l'eau dû à l'action des capillaires. La mesure de la sorptivité est un moyen simple et facile qui permet de caractériser la cinétique d'absorption des matériaux. Plus l'absorption capillaire est élevée, plus le matériau est susceptible à être rapidement envahi par le liquide en contact. C'est aussi une propriété qui caractérise la disposition des pores du matériau qui absorbent et transmettent l'eau par capillarité.

III.2.5.1 Coefficients de sorptivité

Les coefficients de sorptivité (S) après 24h d'essai, sont présentés pour les quatre formulations de bétons après 28 de conservation sous forme d'histogramme dans la figure III. 27 (AFPC-AFREM) [218].

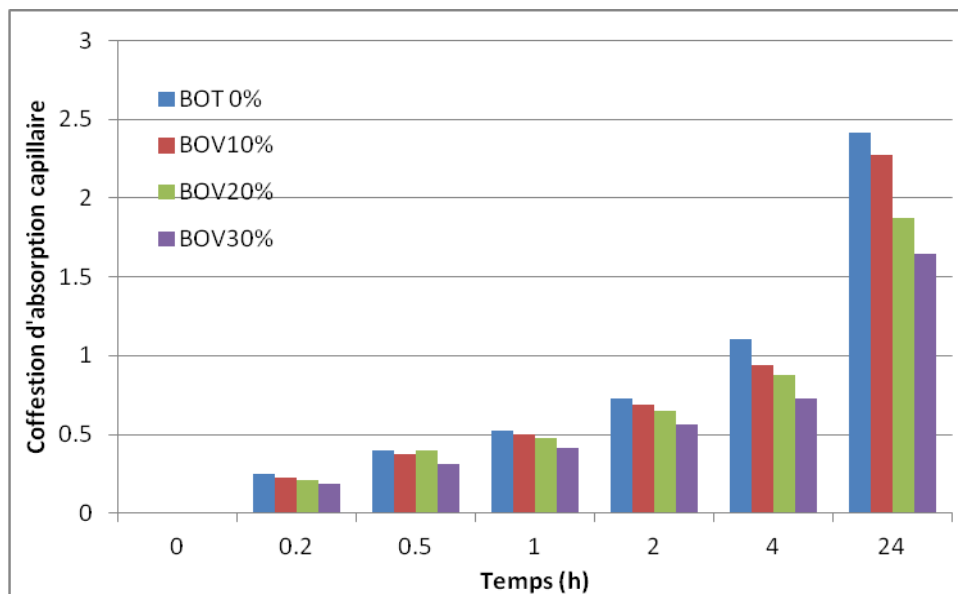


Figure III.27 : Coefficients de sorptivité des différents bétons d'étude, essai réalisé après 28 jours de conservation

A partir de la Figure III.27, la comparaison entre les différentes formulations du béton montre des faibles coefficients d'absorptivité des bétons à base de vase par rapport à celles du béton témoin, dont le BOV 20% et BOV 30% présentent un coefficient d'absorption de 1.88 et 1.65 respectivement, le BOV 10% affiche un coefficient de 2.27, Pour le béton témoin BOT 0% présente un coefficient d'absorption plus au mois grand que celle des bétons contenant la vase qui est environ de 2.42.

Par comparaison entre les résultats des différents bétons, nous pouvons constater la diminution de la valeur des coefficients de sorptivité avec l'ajout de la vase calcinée, nous pouvons conclure qu'en général le béton témoin sans addition présente une absorption capillaire (représenté par le coefficient de sorptivité) plus élevée que celle des bétons avec addition minérale.

III.2.6 La porosité accessible à l'eau

La connaissance de la structure poreuse et notamment de la porosité ouverte d'un béton est tout à fait pertinente pour traduire la résistance d'un matériau cimentaire à la diffusion des ions chlorures. Il apparaît alors intéressant dans cette étude de conserver une mesure de porosité à l'eau, simple à obtenir, qui servira de « garde fou » afin de s'assurer, par exemple, de l'ordre de grandeur du coefficient de diffusion effectif calculé. En outre, la porosité pilote partiellement d'autres indicateurs et joue un rôle essentiel si l'on souhaite caractériser la durabilité.

La porosité accessible à l'eau reste la méthode la plus préconisée (AFGC, 1997). Il ressort que l'accessibilité dépend prioritairement de la porosité du matériau.

Les tests de mesure ont été effectués sur la moyenne de 3 échantillons des quatre bétons ordinaires, BOT 0%, BOV 10%, BOV 20% et BOV 30%.

Les différents résultats de calcul de la porosité accessible à l'eau des échantillons sont présentés dans le Tableau III.6 et la figure III.28.

Echantillons	BOT 0%	BOV 10%	BOV 20%	BOV 30%
Rapport E/L	0,50	0,50	0,50	0,50
Porosité accessible à l'eau (%)	10.01	9.73	9.11	8.96

Tableau III.6 : Porosité accessible à l'eau des bétons

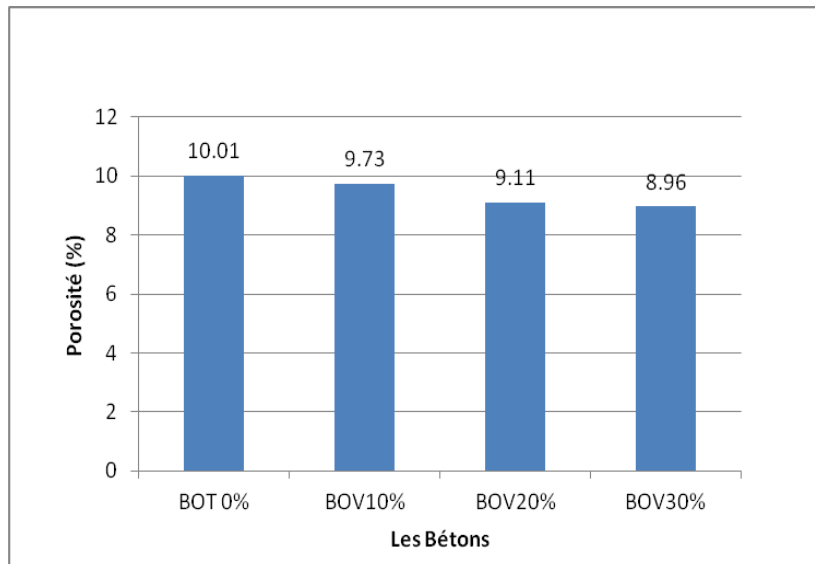


Figure III.28 : Porosité accessible à l'eau des bétons

A partir des résultats des formulations des bétons, on peut constater que la porosité accessible à l'eau des BOV 20% et des BOV 30% est plus faible que celle des BOT 0% et BOV 10%, pour l'essai réalisé après 28 jours de cure, elle est de 10.01 et 9.73 pour les BOT 0% et BOV 10% respectivement, et de 9.11 et 8.96 pour les BOV 20% et BOV 30%.

Les résultats montrent que les bétons contenant la vase ont une porosité moindre par rapport aux autres bétons. Cela est du peut être aux bulles d'air et des granulats ($D_{max} \leq 15 \text{ mm}$) qui ont une influence notable sur sa porosité.

La cinétique de séchage est d'autant plus rapide que la température est élevée. La température joue un rôle habituel d'accélérateur de cinétique. Les résultats des porosités des quatre types de bétons mesurées en pratiquant un séchage à une température de 65°C sont très voisins.

Les séchages tels comme recommandés par l'AFGC ont permis de drainer l'eau dans les bétons assez rapidement, car l'équilibre semble être atteint après une durée de vingt jours. L'écart de la distribution des résultats est très minime pour les trois échantillons de chaque type de béton.

Dans le cas des bétons avec addition minérale, la quantité de vase calcinée remplit les pores, cela se traduit par une diminution de porosité conduisant à une réduction de la perte de masse [219].

Pour les spécifications proposées pour la durabilité vis-à-vis de la corrosion des armatures induite par les chlorures, en fonction du type d'environnement et de la durée de vie exigée donnée dans le tableau I.7 (voir § II.3.6.5). Les résultats obtenus montrent que le béton à base

de vase présente une porosité < 10 % ce qui correspond à une durée entre 100 et 120 ans, mais la mesure seule de la porosité n'est pas suffisante pour discriminer des bétons, il faut absolument accompagner cet essai d'une mesure de la perméabilité et d'une diffusivité (recommandation AFGC) [220].

III.2.7 La perméabilité relative à l'eau liquide

La perméabilité intrinsèque à l'eau liquide (K_i) est un paramètre clé qui décrit la vitesse de transport de la phase liquide. Elle peut être obtenue par plusieurs méthodes, telles des mesures directes [221], (Très délicates dans le cas des matériaux cimentaires qui sont faiblement perméables) ou les méthodes de Katz-Thompson [222], basées sur les caractéristiques microstructurales du milieu et l'analyse inverse des cinétiques de perte de masse pendant le séchage [223].

III.2.7.1 Débit d'eau en fonction des différents pourcentages en vase

Dans ce paragraphe, les résultats des débits d'eau dans les bétons étudiés sont présentés en fonction des différents pourcentages en vase.

Les histogrammes présentés sur le Figure III.29 correspondent à la moyenne des débits d'eau mesurés (en ml/h) pendant une durée de 24h en moyenne, pour les quatre bétons étudiés. Chaque histogramme correspond à la moyenne arithmétique des valeurs de débits, obtenues sur trois échantillons testés pour chaque pourcentage en vase. Le débit total (débit final mesuré après 24 heures) est obtenu non seulement par une lecture directe sur le tube manométrique du perméamètre, mais il est aussi vérifié par différence massique suite aux pesées du même échantillon, avant et après l'essai de perméabilité.

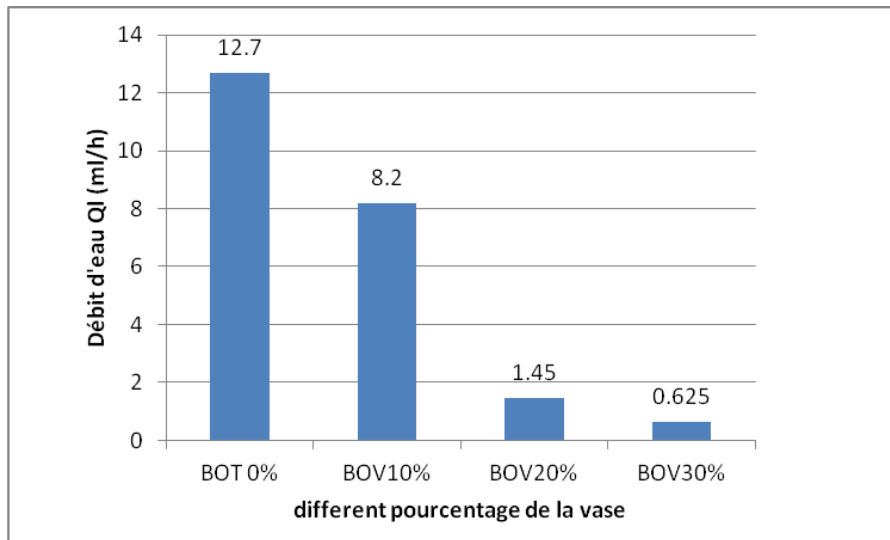


Figure III.29 : Débit d'eau en fonction des différents pourcentages en vase

Il est clairement observé à partir de la Figure III.29 que l'aptitude des bétons à se faire pénétrer par l'eau liquide est étroitement liée au dosage en vase. Aussi, à l'exception de quelques mesures, les histogrammes fournissent généralement pour des degrés de saturation $S_l \leq 0.5$ un débit très faible ($Q_i \approx 0$). Dans ce domaine, la phase liquide se trouvant dans les pores est discontinue et aucun transport significatif (Darcéen) sous forme liquide ne peut par conséquent avoir lieu. En revanche, dans le domaine des S_l élevés, le transport liquide, dominé par l'écoulement de Darcy (cf. § I.3.5), est prépondérant.

La moyenne des débits enregistrés pendant 24 heures pour les bétons BOT 0%, BOV 10%, BOV 20% et BOV 30%, sont respectivement égales à 12.7, 8.2, 1.45 et 0.625 ml/h.

A l'échelle d'un pore, lorsque l'eau liquide et le gaz coexistent, ces deux phases sont séparées par une interface courbe [17]. Les résultats obtenus (diminution de la perméabilité à l'eau du béton en fonction de son dosage en vase) sont donc expliqués par la relation liant la pression capillaire à la saturation liquide (cf. § I.3.4). La pression capillaire décroît d'une valeur maximale pouvant être infinie à une valeur minimale dite pression d'entrée d'air qui, lors d'un drainage est la pression capillaire au-delà de laquelle la saturation en eau liquide diminue effectivement. Dans le cas des matériaux peu perméables comme les bétons, quand la saturation en eau décroît, la pression capillaire devient trop élevée (cf. Fig. I.18).

Il est important de noter que lors de la mesure de la perméabilité à l'eau du béton à l'état non saturé, nous avons remarqués que le volume d'eau récupéré en fonction du temps est proportionnel au dosage en vase (cf. Fig. III.29). Ce phénomène n'est normal que dans le cas d'un échantillon partiellement saturé. En vérifiant la masse de l'échantillon, on constate qu'elle augmente après la mesure. On pense qu'il y a des pores qui ne peuvent pas être saturés à l'eau sous vide surtout quand la taille de l'échantillon est importante (11 x 5 cm), mais une pression d'injection de 3 bars aide au remplissage de ces pores.

III.2.7.2 Évolution de la perméabilité intrinsèque à l'eau

Pour chaque béton, les résultats de l'évolution de la perméabilité à l'eau liquide (K_l) en fonction des différents pourcentages en vase sont illustrés par la Figure III.30.

La perméabilité à l'eau des bétons à l'état partiellement saturé est de l'ordre de $E^{-17} \text{ m}^2$.

Cette sous-évaluation de la perméabilité à l'eau est due principalement à la réactivité du fluide vis-à-vis du milieu poreux (interaction entre l'eau et la matrice cimentaire), à la difficulté de mesurer des débits très faibles, et au phénomène d'obturation des pores par des particules en suspension pouvant ainsi induire cette réduction du flux d'eau qui traverse le béton, amenant à une sous-évaluation de K_l .

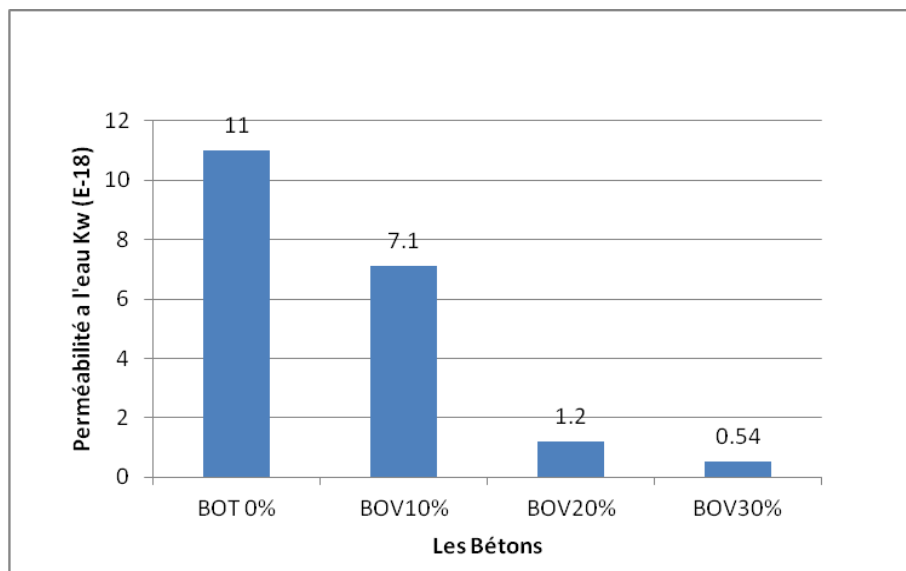


Figure III.30 : Perméabilité à l'eau des bétons

À partir de la Figure III.30, la perméabilité intrinsèque à l'eau liquide (théoriquement indépendante des phases saturantes) augmente quand l'état hydrique dans le matériau

augmente aussi. Le coefficient K_l proportionnel au débit Q_l présente la même évolution pour $S_l \leq 0.5$. À cet intervalle les courbes fournissent des valeurs très faibles de K_l . D'autre part, dans le domaine des S_l élevés, la perméabilité à l'eau augmente considérablement avec le degré de saturation du matériau en indiquant une valeur maximale quand le matériau est complètement saturé. Ces variations de K_l peuvent s'expliquer par les mêmes raisons qui expliquent l'évolution du débit d'eau Q_l en fonction de S_l . En effet, dans le cas général de la diffusion hydrique, selon le matériau considéré et son état de saturation, un processus parmi deux peut être prépondérant ; soit la diffusion de la vapeur d'eau (transport diffusif) qui prédomine dans la gamme des faibles valeurs de S_l , soit le transport convectif (sous forme liquide) de l'eau liquide selon la loi de Darcy, régi par la perméabilité du milieu non saturé $K_l, K_{rl}(S_l)$ qui est prépondérant dans la gamme des S_l élevés (cf. § I.3.5) [192].

À partir des résultats obtenus, on ne constate que de légères différences entre les perméabilités à l'eau liquide des quatre bétons étudiés. En effet, pour BOT 0% et BOT 10% sont respectivement de : $11.0 \text{ E}^{-18} \text{ m}^2$ et $7.1 \text{ E}^{-18} \text{ m}^2$. Pour les bétons BOV 20% et BOV 30% sont respectivement de $1.2 \text{ E}^{-18} \text{ m}^2$ et $0.54 \text{ E}^{-18} \text{ m}^2$. Ceci confirme l'influence de l'ajout des sédiments de dragages dans le béton ordinaire.

De même l'influence des caractéristiques de la structure poreuse du matériau est moins significative sur la perméabilité à l'eau que sur la perméabilité au gaz [192].

En effet, le transport de l'eau liquide est essentiellement visqueux, alors que l'écoulement de gaz à l'échelle des pores comporte deux composantes : une visqueuse et une de glissement. Il est rapporté dans la littérature [223], [224] que, même si l'effet de glissement est pris en compte, des écarts existent toujours entre les valeurs de perméabilité intrinsèque mesurée pour les liquides et pour les gaz. En effet, dans le cas du transport de l'eau liquide, il y a de fortes interactions entre les molécules d'eau et la matrice cimentaire qui s'ajoutent au transport Darcéen. De plus, les réseaux poreux impliqués dans le transport sont différents si le gaz ou l'eau migre dans le matériau. Par conséquent, une notion de perméabilité intrinsèque "unique" ne peut donc pas être appliquée dans le cas des matériaux cimentaires. Il convient de distinguer les perméabilités intrinsèques à l'eau liquide ou au gaz [87].

III.2.8 La diffusion des ions chlorures

Tout comme la perméabilité, la diffusion est liée à la structure poreuse des bétons. Pour mieux comprendre le phénomène de diffusion, nous proposons dans ce paragraphe une prédiction du coefficient de diffusion effectif qui régit le déplacement physique des ions chlorure dans la solution interstitielle.

III.2.8.1 Evaluation du coefficient de diffusion des ions chlorure

L'essai de migration en milieu saturé sous champ électrique permet d'évaluer la diffusivité D_{mig} des chlorures dans le béton. Le coefficient de diffusion est calculé dans la zone où la concentration en chlorures du compartiment aval augmente linéairement en fonction du temps (régime permanent). Ceci permet d'éliminer en outre l'influence sur le coefficient de diffusion des interactions des chlorures avec la matrice ciment.

L'évolution de la concentration de la quantité de chlorures arrivant au compartiment anodique en fonction du temps est déterminée par dosage titrimétrique, la pente de la droite de cette variation avec le temps permet de déterminer le coefficient de diffusion effectif D_{mig} correspondant à chaque type de béton testé, le temps de retard T_{mig} correspond à l'abscisse de l'asymptote linéaire tracée sur la phase de régime permanent.

La figure III. 31 illustre les résultats obtenus pour les quatre bétons à matériaux locaux avec et sans vase testés. Chaque courbe présente deux régimes :

Le premier est un régime non stationnaire qui est défini par une variation non linéaire, la durée de ce dernier dépend de la nature du béton.

Le second est le régime stationnaire pour lequel le flux des ions chlorures devient constant.

A noter que le régime permanent a été considéré comme atteint pour les bétons après environ 50 heures (respectivement 100 heures) d'essai, temps à partir de lequel les variations sur les points de calcul du flux sont inférieures à 5 %.

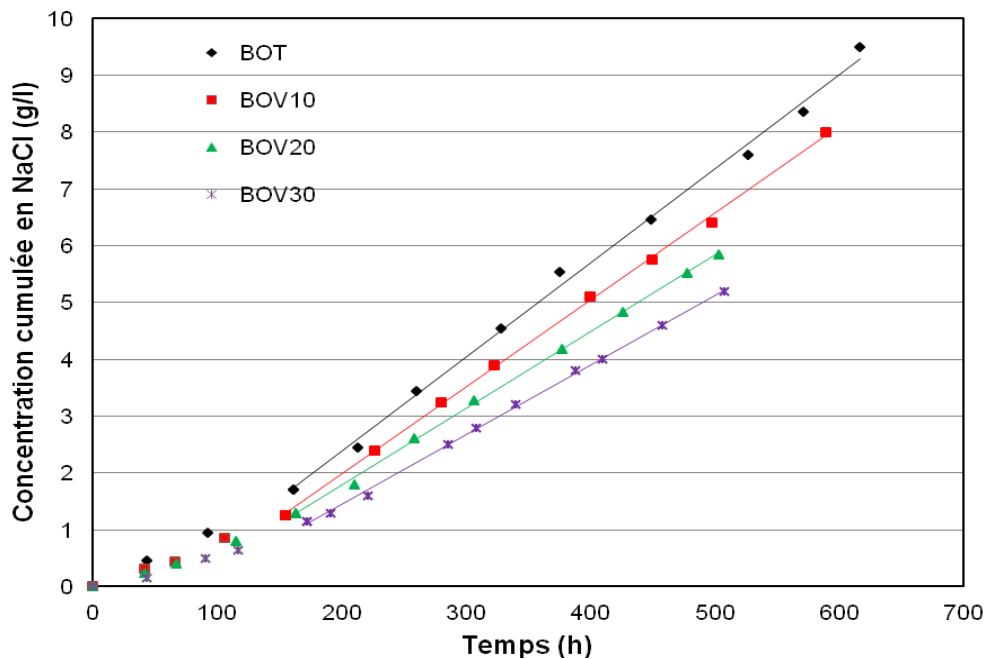


Figure III. 31 : Evolution de la concentration des ions chlorures en fonction du temps dans le compartiment aval pour les quatre types de béton

Les valeurs des coefficients de diffusion mesurés, ainsi que les temps de retard sont reportées dans le tableau III.7.

Echantillons bétons	BOT 0%	BOV10%	BOV20%	BOV30%
Dmig 10 ⁻¹² (m ² /s)	4.13	3.72	3.18	2.44
Tmig (h)	51.97	62.86	70.04	84.00

Tableau III.7 : Comparaison entre les paramètres physiques des échantillons de bétons

Les coefficients de diffusion calculés sur les trois bétons ordinaires avec vase BOV10%, BOV20% et BOV30% sont assez proches et suivent la même tendance que la valeur expérimentale déterminée pour le BOT 0%.

D'autre part, la comparaison des résultats d'essai avec celles obtenus par d'autres équipes de recherche reste très difficile (Ceci est dû aux différences dans les matériaux utilisés (ciment, agrégats,...) les proportions de mélange, le mode de cure, la préparation des éprouvettes, les concentrations des solutions chimiques et les méthodes d'essais), Néanmoins, les valeurs des coefficients de diffusion calculées sur les bétons semblent dans un bon ordre de grandeur

selon le projet de norme établit par Baroghel et col. (2004) ($1.35 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$), et selon les résultats publiés par Djerbi et col. (2007) ($1.92 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$).

On constate que le flux des ions chlorures est légèrement important de béton témoin que pour les bétons avec vase. A noter qu'on a obtenu respectivement pour le BOT 0%, BOV 10%, BOV 20% et BOV 30%, un coefficient de diffusion de l'ordre de $4.13 \cdot 10^{-12}$, $3.72 \cdot 10^{-12}$, $3.18 \cdot 10^{-12}$ et $2.44 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$.

Pour les temps de retards, on obtient respectivement 51.97, 62.86, 70.04 et 84.00 h respectivement pour les bétons BOT 0%, BOV 10%, BOV 20% et BOV 30%.

A noter que les temps de retard déterminés à partir des essais de migrations ne sont dus qu'à la vitesse de diffusion et aux interactions chimiques connues.

Il découle de ces résultats plusieurs conséquences qui nous paraissent essentielles à prendre en compte pour interpréter correctement les essais de migration.

On peut donc espérer une performance nettement supérieure de la formulation avec vase en termes de durabilité dans un environnement contenant des chlorures et on retiendra que la diffusivité diminue quand on incorpore de la vase dans la formulation. Il faut toutefois nuancer ce résultat dans la mesure où les bétons comparés ici avaient des résistances mécaniques différentes.

Nous constatons aussi, que les valeurs du temps de retard, révélateur des interactions entre les ions chlorure et le solide, augmentent avec la diminution du coefficient de diffusion.

III.3 Conclusion

L'objectif de ce chapitre a été d'étudier l'effet de l'incorporation de la vase calcinée de barrage de Chorfa sur la résistance des bétons vis-à-vis des attaques sulfatiques (MgSO_4), l'eau de mer, acides (H_2SO_4), carbonatation naturelle, l'absorption capillaire, la porosité accessible à l'eau, la perméabilité accessible à l'eau et la diffusion des ions chlorures.

Les principales conclusions que nous pouvons tirer, sont les suivantes :

- ◆ le BOV 10% et le BOV 20% présentent des résistances meilleures au sulfate de magnésium par rapport aux autres bétons à 360 jours d'immersion dans la solution MgSO_4 .
- ◆ le BOV 10% et le BOV 20% présentent aussi des résistances meilleures vis-à-vis l'attaque de l'eau de mer par rapport aux autres bétons à 360 jours d'immersion.

- ◆ Les photos prises pour les bétons immergés dans la solution $MgSO_4$ et dans l'eau de mer n'ont pas permis d'enregistrer des signes extérieurs de dégradation des différents échantillons d'études. Tandis que nous avons pu identifier des fissures autour des coins et des bords des éprouvettes de béton.
- ◆ L'incorporation de la vase calcinée dans les bétons améliore la résistivité de ces bétons envers l'attaque de H_2SO_4 , et que l'altération des échantillons est présentée par un déchaussement des granulats dans toutes les surfaces exposées à l'acide sulfurique. En effet, nous remarquons qu'il n'y a pas une grande différence dans la dégradation des bétons de 20 et 10% de vase. Quant au béton témoin il a été le moins dégradé.
- ◆ L'examen visuel a permis de mettre en évidence l'état de chaque béton avant et après attaque H_2SO_4 . Les photos ont montré le faible taux de perte en forme des échantillons de béton à 90 jours d'immersion, par contre elles ont montré, la disparition de la moitié des échantillons de béton après 360 jours d'immersion.
- ◆ La présence de la vase dans la pâte des bétons réduit sensiblement le risque de carbonatation de ces bétons.
- ◆ Par comparaison entre les résultats des différents bétons, nous pouvons constater la diminution de la valeur des coefficients de sorptivité avec l'ajout de la vase calcinée, nous pouvons conclure qu'en général le béton témoin sans addition présente une absorption capillaire (représenté par le coefficient de sorptivité) plus élevée que celle des bétons avec addition minérale.
- ◆ Les résultats montrent que les bétons contenant la vase ont une porosité moindre par rapport aux autres bétons.
- ◆ À partir des résultats obtenus, on ne constate que de légères différences entre les perméabilités à l'eau liquide des quatre bétons étudiés.

On peut donc espérer une performance nettement supérieure de la formulation avec vase en termes de durabilité dans un environnement contenant des chlorures et on retiendra que la diffusivité diminue quand on incorpore de la vase dans la formulation. Nous constatons aussi, que les valeurs du temps de retard, révélateur des interactions entre les ions chlorure et le solide, augmentent avec la diminution du coefficient de diffusion.



***Conclusion générale
et perspectives***

Conclusion générale et perspectives

Les travaux de notre étude ont été menés dans le but d'atteindre deux principaux objectifs, le premier concerne la mise en évidence de la valorisation de la vase issue de barrage de Chorfa, et qui est un matériau nécessitant peu d'énergie dans son exploitation, comme substitut minéral partiel au ciment rentrant dans la composition des bétons ordinaires. Le deuxième objectif est de donner une réponse fondée sur l'influence de ce type de substitut minéral sur le comportement physico-mécanique et sur la durabilité des bétons en se référant au béton témoin.

Pour répondre à cela, nous avons commencé par la caractérisation des différents matériaux utilisés dans les compositions des bétons d'études. Nous avons adopté une formulation qui couvre un béton à base de vase calcinée du barrage de Chorfa, incorporant respectivement 10%, 20 et 30% de vase calcinée substituées partiellement au volume du ciment. Les bétons ont été formulés à partir des mêmes constituants, avec le même squelette granulaire et un rapport E/C identique.

Les principales conclusions auxquelles nous sommes parvenues sont :

A l'état frais, toutes les formulations du béton ont été caractérisées à l'aide d'essais spécifiques permettant de les définir comme des bétons ayant une ouvrabilité optimale, et un rapport E/L augmentent avec l'augmentation du pourcentage d'ajout.

Une légère diminution du temps de prise (début et fin) avec l'augmentation du pourcentage d'ajout par rapport au ciment en absence d'adjuvant, mais cette propriété s'inverse en présence d'un fort dosage en plastifiant qui jouera en tant que retardateur de prise.

La substitution de 10% de ciment par la vase de Chorfa procure une chaleur plus importante que celle de 20 et 30% à 88 heures.

Les résultats obtenus dans cette étude nous ont permis d'aboutir le taux de 10% et 20% de vase de barrage de Chorfa améliore la résistance des à long terme (90,180 et 360 jours).

A travers les résultats des essais de durabilité, nous avons constaté des performances très comparables sur la résistance des bétons vis-à-vis des attaques sulfates, l'eau de mer, acides, carbonatation naturelle, l'absorption capillaire, la porosité accessible à l'eau, la perméabilité accessible à l'eau et la diffusion des ions chlorure.

Les résultats montrent que la vase calcinée du barrage Chorfa influent considérablement et positivement sur les propriétés des bétons ordinaires ainsi que leur résistance dans les milieux contenant des sulfates, le milieu marin, acides, du gaz CO₂, et aux propriétés de transferts à savoir : l'absorption capillaire, la porosité accessible à l'eau, la perméabilité accessible à l'eau et la diffusion des ions chlorures.

La possibilité de valoriser la vase (activée thermiquement afin de transformer les structures minérales qui sont à l'état naturel stables, en structures amorphes) dans le but d'en fabriquer un substitut aux liants hydrauliques d'usage courant semble réalisable. Vu les résultats de cette étude, de nouveaux paramètres pourront faire suite à ce travail en envisageant de faire substituer une partie de ciment par la vase calcinée et d'étudier le pourcentage optimal et/ou maximal de substitution ainsi que leur influence sur les paramètres physico-mécaniques tels que les modules d'élasticité statique et dynamique, et de durabilité des bétons par des essais de perméabilité au gaz et de porosité au mercure.

Enfin, une étude plus approfondie a long terme des caractéristiques microscopiques et de durabilité des bétons peut être envisageable dans la mesure où des comportements vis-à-vis de la carbonatation ou les attaques des sulfates nécessitent un suivi permanent de la composition minéralogique avant et après la conservation dans les milieux agressifs et ce par des analyses au microscope électronique à balayage (MEB) et des analyses minéralogiques par diffraction des rayons X (DRX). Ainsi, nous jugeons utile d'entreprendre des travaux de recherche qui permettront d'exploiter à l'échelle industrielle la vase du barrage de Chorfa.

Bibliographie

- [01] **Xu K., Daïan J.F., Quenard D.**, « Multiscale structures to describe porous media I et II ». *Transport in porous media*, 26, 1997.
- [02] **Daïan J.F.**, « Evaluation des propriétés de transfert dans les matériaux cimentaires. Etude critique des modèles ». *Revue Française de Génie Civil - Transfert dans les bétons et durabilité*, vol. 5, n° 2-3, 2001, pp. 130-402.
- [03] **Baroghel-Bouny V., Bastian G., Khelidj A., Godin J., Lovera P., Vandamme H.**, « Diffusion et diffusivité hydriques dans les pâtes de ciment et les bétons durcis : une étude comparative des méthodes de mesure ». *Actes du séminaire Transferts 2000*, paris, 6-7 avril 2000, LCPC, pp. 163-170.
- [04] **Baroghel-Bouny V.**, « Caractérisation des pâtes de ciments et des bétons. Méthodes, Analyses, Interprétations ». Thèse de doctorat de l'ENPC, Paris, 1994, 468 p.
- [05] **Hager I.**, « Comportement à haute température des bétons à haute performance - évolution des principales propriétés mécaniques ». Thèse de doctorat de l'ENPC, Paris, 2004, 183p.
- [06] **Nguyen T.Q.**, « Modélisations physico-chimiques de la pénétration des ions chlorures dans les matériaux cimentaires ». Thèse de doctorat de l'ENPC, Paris, 2007, 233 p.
- [07] **Chen W.**, « Etude expérimentale de la perméabilité du béton sous conditions thermiques et hydriques variables ». Thèse de doctorat de l'Ecole Centrale de Lille, France, 2011, 171 p.
- [08] **Powers T.C., Brownyard T.L.**, « Studies of the physical properties of hardened Portland cement paste ». *Research Laboratory of Portland Cement Association, Bull. n° 22*, reprinted from *J. Am. Concr. Inst. (Proc.)*, vol. 43, 1947, pp. 101-132.

- [09] **Feldman R.F., Sereda P.J.**, « A model for hydrated Portland cement paste as deduced from sorption-length change and mechanical properties ». Colloque RILEM, Munich, 1-3 Avril, 1968.
- [10] **Guénot-Delahaie I.**, « Contribution à l'analyse physique et à la modélisation du fluage propre du béton ». Thèse de doctorat de l'ENPC, Avril 1997.
- [11] **Yurtdas I.**, « Couplage comportement mécanique et dessiccation des matériaux à matrice cimentaire : étude expérimentale sur mortiers ». Thèse de Doctorat de l'Ecole Centrale de Lille, France, 2003.
- [12] **Hansen T.C.**, « Physical structure of hardened cement paste, a classical approach ». *Materials and Structures*, 19 (114), 1986, pp. 423-436.
- [13] **Sierra R.**, « Répartition des différentes formes d'eau dans la structure des pâtes pures de C3S et de ciment portland ». *Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées*, n° 117, 1982, pp. 77-81.
- [14] **Larbi J.A.**, « Microstructure of the interfacial zone around aggregate particles in concrete ». *Heron*, vol. 38(1), 1993, pp. 1-69.
- [15] **Scrivener K., Crumbie A.K., Laugesen P.**, « The interfacial transition zone (ITZ) between cement paste and aggregate in concrete ». *Interface Science*, vol. 12, 2004, pp. 411-421.
- [16] **Buil M., Ollivier J.P.**, « Conception des bétons : La structure poreuse, la durabilité des bétons ». Presses de l'ENPC, 1992, pp. 57-106.
- [17] **Billard I.**, « Contribution à l'étude des transferts de fluides au sein d'une paroi en béton : Application au cas des enceintes de confinement en conditions d'épreuve accidentelle ». Thèse de Doctorat de l'INSA de Lyon, France, 2003, 183 p.

- [19] **Piasta J.**, « Heat deformation of cement phases and microstructure of cement paste ». *Materials and structures: research and testing. RILEM*, vol. 17, n°102, 1994, Paris, pp. 415-420.
- [20] **Malier Y.**, « Les bétons à hautes performances – Caractérisation, Durabilité, Applications ». Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1992, 674 p.
- [21] **Mehta P.K.**, « Concrete. Structure, properties and materials ». Englewood Cliff, New Jersey, Prentice-Hall Inc., 1986, 438 p.
- [22] **Moranville-Regourd M.**, « Microstructures des bétons à hautes performances : du matériau à l'ouvrage ». Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1992.
- [23] **Diamond S.**, « The microstructure of cement paste and concrete – a visual primer ». *Cement & concrete composites*, vol. 26, 2004, pp. 919-933.
- [24] **Salih S.A.**, « Permeability and pore structure of cementitious composites ». Thèse de Doctorat de l'Université de Sheffield, 1987.
- [25] **Maso J. C.**, « La liaison pâte-granulats, le béton hydraulique ». Presses de l'ENPC, Chapitre 14, 1982, pp. 247-259.
- [26] **Diamond S.**, « Considerations in image analysis as applied to investigations of the ITZ in Concrete ». *Cement and Concrete Composites*, vol. 23, 2001, pp. 171- 178.
- [27] **Mindeguia J. C.**, « Contribution expérimentale à la compréhension des risques d'instabilité thermique des bétons ». Thèse de doctorat à l'université de Pau et des pays de l'Adour, France, 2009, 234 p.
- [28] **Verdier J.**, « Contribution à la caractérisation de l'évolution du taux de fuite des enceintes de confinement du parc nucléaire ». Thèse de doctorat de l'Université Paul Sabatier, Toulouse, 2001, 296 p.

- [29] **Mehta P.K., Monteiro P. J. M.**, « Concrete : Structure, Properties and Materials ». Prentice-Hall Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, 1993.
- [30] **Choinska M.**, « Effets de la température, du chargement mécanique et de leurs interactions sur la perméabilité du béton de structure ». Thèse de doctorat de l'Ecole centrale de Nantes, 2006, 184 p.
- [31] **Carman P.C.**, « Flow of gases through porous media ». Butterworth's Scientific Publications, London, 1956, 169 p.
- [32] **Aït Mokhtar A., Amiri O., Sammartino S.**, « Analytic modeling and experimental study of the porosity and permeability of a porous medium - application to cement mortars and granitic rock ». Magazine of Concrete Research, vol. 51, n°6, 1999, pp. 391-396.
- [33] **Aït Mokhtar A., Amiri O., Dumargue P., Sammartino S.**, « A new model to calculate water permeability of cement-based materials from MIP results ». Advances in Cement research, vol. 14, n°2, 2002, pp. 43-49.
- [34] **Amiri O., Aït Mokhtar A., Sarhani M.**, « Tri-dimensional modeling of cementitious materials permeability from polymodal pore size distribution obtained by mercury intrusion porosimetry tests ». Advances in Cement Research, vol. 17, n°1, 2005, pp. 39-45.
- [35] **Quénard D., Sallée H.**, « Le transfert isotherme de la vapeur d'eau condensable dans les matériaux microporeux du bâtiment ». Cahier de CSTB, n° 2525, 1991.
- [36] **Laghcha A.**, « Contribution à l'étude des transferts gazeux et liquide sous sollicitation thermo-hydrrique au sein des parois en béton endommagées ». Thèse de doctorat de l'INSA de Lyon, 2006, 220 p.
- [37] **Dal Pont S.**, « Lien entre la perméabilité et l'endommagement dans les bétons à haute température ». Thèse de Doctorat de l'ENPC, 2004, 222 p.

- [38] **Feraille F., Ehrlacher A.**, « Description de la microstructure du béton à l'aide de la saturation en liquide ». *Revue Française de Génie Civil*, vol. 4, n° 7-8, 2000, pp 851-874.
- [39] **Regourd M.**, « L'hydratation du ciment Portland ». Presse de l'ENPC, Paris, 1982.
- [40] **Bouasker M.**, « Etude numérique et expérimentale du retrait endogène au très jeune âge des pâtes de ciment avec et sans inclusions ». Thèse de Doctorat de L'université de Nantes, 2007, 199 p.
- [41] **Alnajim A.**, « Modélisation et simulation du comportement du béton sous hautes températures par une approche thermo-hygro-mécanique couplée. Application à des situations accidentelles ». Thèse de Doctorat de l'UMLV, Paris, 2004.
- [42] **Menou A.**, « Etude du comportement thermomécanique des bétons à haute température : Approche multi échelle de l'endommagement thermique ». Thèse de doctorat de l'Université de Pau et des Pays de l'Adour, France, 2004, 160 p.
- [43] **Badmann, R., Stockhausen, N., Setzer, M. J.**, « The statistical thickness and the chemical potential of adsorbed water films ». *J. Coll. Interface Sci.*, 1981, pp. 534-542.
- [44] **Baron J., Sauterey R.**, « Le béton hydraulique ». Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1982.
- [45] **Hagymassy J., Brunauer S., Mikhail R.S.**, « Pore structure analysis by water vapor adsorption - curves for water vapor ». *J. Coll. Interface Sci.*, 1969, pp. 485-491.
- [46] **Benboudjema F.**, « Modélisation des déformations différées du béton sous sollicitations biaxiales : Application aux enceintes de confinement de bâtiments réacteurs de centrales nucléaires ». Thèse de doctorat de l'Université de Marne La Vallée, 2002, 258 p.
- [47] **Benboudjema F.**, « Modélisation des déformations différées du béton sous sollicitations biaxiales : Application aux enceintes de confinement de bâtiments réacteurs de centrales nucléaires ». Thèse de doctorat de l'Université de Marne La Vallée, 2002, 258 p.

- [48] **Sierra R.**, « Contribution a l'étude de l'hydratation des silicates calciques hydrauliques ». Rapport de recherche n°39, Laboratoire des Ponts et Chaussées, France, 1974.
- [49] **Diamond S.**, « The Microstructure of Cement Paste in Concrete ». VIII^{ème} International Cong. Chem. Cem., vol. 1, Rio de Janeiro, 1986, pp 113-121.
- [51] **Bazant Z.P., Najjar L.J.**, « Non linear water diffusion in non saturated concrete ». Matériaux et Construction, (5)25, 1972, pp. 3-20.
- [52] **Dal Pont S., Schrefler B.A., Ehrlicher A.**, « Intrinsic permeability evolution in high temperature concrete: An experimental and Numerical Analysis ». Transport in Porous Medium, 60, 2005, pp. 43-74.
- [53] **Alonso C., Andrade C., Castellote M., Castro P.**, « Chloride threshold values to depassivate reinforcing bars embedded in a standardized OPC mortar ». Cement and Concrete Research, vol. 30, 2000, pp. 1047-1055.
- [54] **Delmi M.M.Y.**, « Etude de l'hydratation et du couplage carbonatation – échanges hydriques dans les mortiers et bétons ». Thèse de l'Université de la Rochelle, 2004, 222 p.
- [55] **Powers T.C., Helmuth R.A.**, « Theory of volume changes in hardened portland-cement pasteduring freezing ». Highway Research Board, vol. 32, 1953, pp. 285-297.
- [56] **Coussy O., Baroghel-Bouny V., Dangla P., Mainguy M.**, « Evaluation de la perméabilité à l'eau liquide des bétons à partir de leur perte de masse durant le séchage ». Revue Française de Génie Civil, Numéro Spécial « Transferts 2000 », vol. 5, n°1-2, 2001, pp. 269–284.
- [57] **Daïan J.F.**, « Évaluation des propriétés de transfert dans les matériaux cimentaires ». Revue Française de Génie Civil. Union, Mai 2001, pp. 179-202.

- [58] **Mainguy M., Ulm F.J., Heukamp F.H.**, « Similarity properties of demineralization and degradation of cracked porous materials ». *International Journal of Solids and Structures*, 38, 2001, pp. 7079-7100.
- [59] **Hughes B.P., Lowe I.R.G., Walker J.**, « The diffusion water in concrete at temperature between 50 and 95 °C ». *British Journal of Applied physics*. 17(12), pp. 1545-1552.
- [60] **Hancox N.L.**, « The role of moisture diffusion in the drying of cement paste under the influence of temperature gradients ». *British Journal of Applied physics*. 1(2), 1968, pp. 1767-1770.
- [61] **Wong S.F., Wee T.H., Shwaddiwudhipong S., Lee S.L.**, « Study of water movement in concrete ». *Magazine of Concrete Research*, 53(3), 2001, pp. 205-220.
- [62] **Brue F.**, « Rôles de la température et de la composition sur le couplage thermo-hydro-mécanique des bétons ». Thèse de Doctorat de l'Ecole Centrale de Lille, France, 2009, 285 p.
- [63] **Poyet S.**, « Experimental investigation of the effect of temperature on the first desorption isotherm of concrete ». *Cement and Concrete Research*. vol. 39, 2009, pp. 1052-1059.
- [64] **Cerny R., Drchalova J.B., Rovnanikova P.**, « The effects of thermal load and frost cycles on the water transport in txo high-performance concretes ». *Cement and Concrete Research*, 31(8), 2001, pp. 1129-1140.
- [65] **Daïan J.F.**, « Processus de condensation et de transfert d'eau dans un matériau méso et macroporeux – Etude expérimentale du mortier de ciment ». Thèse de doctorat de l'institut National Polytechnique de Grenoble, France, 1986, 319 p.
- [66] **Moyne C.**, « Transferts couplés chaleur-masse lors du séchage : prise en compte du mouvement de la phase gazeuse ». Thèse de doctorat, Institut National Polytechnique de Lorraine, 1987.

- [67] **Bastian G.**, « Détermination dynamique des paramètres des transferts couplés de chaleur et d'humidité au sein d'un mortier en régime hygroscopique ». Thèse de Doctorat de l'Université de Nantes, E.N.S.M, Saint-Nazaire, 1989.
- [68] **Xi Y., Bazant Z.P., Molina L., Jennings H.M.**, « Moisture diffusion in cementitious materials : moisture capacity and diffusivity ». *Advanced Cement Based Materials*, 1994, pp. 258-266.
- [69] **Goual M.S., Bali A., De Barquin F., Dheilly R.M., Quéneudec M.**, « Isothermal moisture properties of clayed cellular concretes elaborated from clayey waste, cement and aluminum powder ». *Cement and Concrete Research*, 36, 2006, pp. 1768–1776.
- [70] **Tranle, A. D.**, « Etudes des transferts hygrothermiques dans le béton de chanvre et leur application au bâtiment ». Thèse de doctorat de l'Université de Reims Champagne-Ardenne.
- [71] **Collet F., Achchaq F., Djellab K., Marmoret L., Beji H.**, « Water vapor properties of two hemp wools manufactured with different treatments ». *Construction and Building Materials*, 25, 2011, pp. 1079–1085.
- [72] **Mehta P.K., Monteiro P.J.M.**, « Concrete-Microstructure, properties, and materials ». (3rd edition), McGraw-Hill, United States, 2006.
- [73] **Billard I.**, « Contribution à l'étude des transferts de fluides au sein d'une paroi en béton : Application au cas des enceintes de confinement en conditions d'épreuve accidentelle ». Thèse de Doctorat de l'INSA de Lyon, France, 2003, 183 p.
- [74] **Carman P.C.**, « Flow of gases through porous media ». Butterworth's Scientific Publications, London, 1956, 169 p.
- [75] **Perraton D.**, « La perméabilité aux gaz des bétons hydrauliques ». Thèse de doctorat de l'INSA de Toulouse, France, 1992, 225 p.

- [76] **Atkins P., de Paula J.**, « Atkin's physical chemistry (8th edition) ». Oxford University Press. 457, Oxford - United Kingdom, 1097 p.
- [77] **Ishida T., Maekawa K., Kishi T.**, « Enhanced modeling of moisture equilibrium and transport in cementitious materials under arbitrary temperature and relative humidity history ». *Cement and Concrete Research*. 37(4), 2007, pp. 565-578.
- [78] **Gregg S.J., Sing K.S.W.**, « Adsorption, surface area and porosity ». 2nd edition, Academic Press, London, United Kingdom, 1982.
- [79] **Baroghel-Bouny V., Perrin B.C.L.**, «Détermination expérimentale des propriétés hydriques de pâtes de ciment durcies : Mise en évidence des phénomènes d'hystérésis ». *Materials and Structures*, 30(200), pp. 340-348.
- [80] **Harmathy Z.T.**, « effect of moisture on the fire endurance of building materials. ASTM Special Technical Publication, n°385, 1965, pp. 74-95.
- [81] **Gruszkiewicz M.S., Horita J., Simonson J.M., Mesmer R.E., Hulen J.B.**, «Water adsorption at high temperature on core samples from the geysers geothermal field ». *Geothermics*, n°30, California, USA, 2001, pp. 269-302.
- [82] **Gregg S.J., Sing K.S.W.**, « Adsorption, surface area and porosity ». 2nd edition, Academic Press, London, United Kingdom, 1982.
- [83] **Carmen P.C.**, « Role of capillary condensation in physical adsorption ». *Nature*, 67, 1951, pp. 112-113.
- [84] **Pihlajaraava S.E.**, « Estimation of drying of concrete at different relative humidities and temperature.... ». *Creep and Shrinkage in Concrete Structures*, edition John Wiley & sons Ltd, New York, édité par Bazant et Wittmann, 1982.
- [85] **Baroghel-Bouny V., Chaussadent T.**, « Transfer in the concretes and durability of structures: stock of five years of research and future orientations ». *Bulletin des LCPC*, 2004, n°250, pp. 115–133.

- [86] **Baroghel-Bouny V.**, « Water vapor sorption experiments on hardened cementitious materials, part I: Essential tool for analysis of hygral behaviour and its relation to pore structure ». *Cement and Concrete Research*, vol. 37, 2007, pp. 414–437.
- [87] **Baroghel-Bouny V.**, « Water vapor sorption experiments on hardened cementitious materials, part II: Essential tool for assessment of transport properties and for durability prediction ». *Cement and Concrete Research*, vol. 37, 2007, pp. 438–454.
- [88] **Baroghel-Bouny V., Mainguy M., Lassabatère T., Coussy O.**, « Characterization and identification of equilibrium and transfer moisture properties for ordinary and high-performance cementitious materials ». *Cement and Concrete Research*, vol. 29, 1999, pp. 1225-1238.
- [89] **Perrin B., Baroghel-Bouny V., Chemloul L.**, « Méthodes de détermination de la diffusivité hydrique de pâtes de ciment durcies ». *Matériaux et Constructions*, 31, 1998, pp. 235-241.
- [90] **Baroghel-Bouny V.**, « Développement d’une approche globale, performantielle et prédictive de la durabilité des structures en béton (armé) sur la base d’indicateurs de durabilité. Bilan et perspectives ». *Etudes et recherches des LCPC, série Ouvrage d’art OA 63*, (Ed. by Baroghel-Bouny V., LCPC, Paris, Décembre 2008), 311 p.
- [91] **Drouet E.**, « Impact de la température sur la carbonatation des matériaux cimentaires - Prise en compte des transferts hydriques ». Thèse de doctorat de l’ENS de Cachan, Paris, 2010, 304p.
- [92] **Mainguy M.**, « Modèles de diffusion non linéaires en milieux poreux. Application à la dissolution et au séchage des matériaux cimentaires ». Thèse de doctorat de l’ENPC, Paris, 1999, 255p.
- [93] **Philip J.R., De Vries D.A.**, « Moisture movement in porous materials under temperature gradients ». *Physics Education*, vol. 38, 2, 1957, pp. 222-232.

- [94] **Daïan J.F.**, « Condensation and isothermal water transfer in cement mortar – Part I: Pore size distribution, equilibrium water condensation and imbibitions ». *Transport in porous media*, 3, 1988, pp. 563-589.
- [95] **Coussy O.**, « *Mechanics of Porous Continua* ». John Wiley & Sons, 1995.
- [96] **Billberg P.**, «Influence of filler characteristics on SCC rheology and early hydration». *Proceedings of 2nd International Symposium on Self-Compacting Concrete*, Tokyo, Japon, pp. 285-294, 23-25 Octobre 2001.
- [97] **Z. Guemmadi, G. Escadeillas, B. Toumi, H. Houari et P. Clastres.**, «Influence des fillers calcaires sur les performances mécaniques des pâtes de ciments». 1er congrès international sur la technologie et la durabilité du béton CITEDUB 1, mai 2004
- [98] **Roziere E.**, « Etude de la durabilité des bétons par une approche performantielle ». Thèse de doctorat, l'Ecole Centrale de Nantes, 2007.
- [99] **Zhu W., Gibbs J.C.**, «Use of different limestone and chalk powders in self compacting concrete». *Cement and Concrete Research*, Vol. 35, N_8:1457-1462, 2005.
- [100] **Lauer K. R.**, « Classification of concrete damage caused by chemical attack ». *Materials and Structures* 23 pp 223-229 (1990).
- [101] **Domone P.L.**, «Self-compacting concrete: an analysis of 11 years of case studies». *Cement and Concrete Composites*, 28, 197-208, 2006.
- [102] **Kamali S., Gérard B., Moranville M.**, «Modelling the leaching kinetics of cement-based materials – influence of materials and environment», *Cement and Concrete Composites* 25, 451-458, 2003.
- [103] **Carde C., François R.**, «Effect of ITZ leaching on durability of cement-based materials». *Cement and Concrete Research* 27, 971-978, 1997.

- [104] **Sonebi M., Bahadori-Jahromi, A., Bartos, P.J.M.**, «Development and optimization of medium strength self-compacting concrete by using pulverized fly ash». 3rd International Symposium on Self-Compacting Concrete, Reykjavik, Iceland, 514-524, 2003.
- [105] **Park C.K., Noh M.H., Park T.H.**, «Rheological properties of cementitious materials containing mineral admixtures». Cement and Concrete Research, 35, 842-849, 2005.
- [106] **Shadle, R., and Somerville, S.**, «The Benefits of Utilizing Fly Ash in Producing Self-Compacting Concrete». First North American Conference on the Design and Use of Self-Consolidating Concrete, Chicago, 2002 IL: ACBM, 235-241.
- [107] **Guillon E.**, « Durabilité des matériaux cimentaires –modélisation de l'influence des équilibres physico-chimiques sur la microstructure et les propriétés mécaniques résiduelles». Thèse de doctorat, d'école normale supérieure de Cachan, France 2004.
- [108] **Richet C., Galle C., le bescop P., Peycelon, Bejaoui S., Tovenà I., Pointeau I., L'hostis V., Lovera P.**, «Synthèse des connaissances sur le comportement à long terme des bétons application au colis cimentes». Rapport CEA-R-6050, commissariat à l'énergie atomique, 2004.
- [109] **Adenot F., Buil M.**, «Modelling of the corrosion of the cement paste by deionized water». Cement and Concrete Research 22, 259-272, 1992.
- [110] **Kamali S.**, « Modélisation de la lixiviation de matériaux cimentaires, application à différents ciments dans différents environnements », Thèse de doctorat, Ecole Normale Supérieure de Cachan, 2003.
- [111] **Nguyen V.H., Nedjar B., Colina H., Torrenti J.M.**, «A separation of scales analysis for the modeling of calcium leaching in concrete». Computer methods in applied mechanics and engineering, 195, 7196-7210, 2006.

- [112] **Badoz C., Francisco P., Rougeau P.**, «A Performance Test to Estimate Durability of Concrete Products Exposed to Chemical Attacks». In: Proceedings of the second International congress of FIB, June 5 -8, 2006, 2006.
- [113] **Kostuch J.A., Walters G.V., Jones T.R.**, «High performance concrete incorporating metakaolin: a review Concrete 2000». University of Dundee, p. 1799-1811, 1993.
- [114] **Roy D.M., Arjunan P., Silsbee, M.R.**, «Effect of silica fume, metakaolin, and low-calcium fly ash on chemical resistance of concrete». Cement and Concrete Research, 2001, Vol.31, 12, p1809-1813.
- [115] **Rahmani H., Ramzaniapour A.A.**, «Effect of silica fume and natural pozzolanas on sulfuric acid resistance of dense concretes». Asian journal of civil engineering (building and housing) VOL. 9, NO. 3, 2008, pp 303-319.
- [116] **Ghrici M., Kenai S., Said-Mansour M.**, «Mechanical properties and durability of mortar and concrete containing natural pozzolana and limestone blended cements», Cement & Concrete Composites 29 (2007) 542–549.
- [117] **Tamimi A. K.**, «High-performance concrete mix for an optimum protection in acidic conditions». Materials and Structures/Matériaux et Constructions, Vol. 30, pp 188-191, 1997.
- [118] **Rackel S.N.**, « Approche performantielle des bétons avec métakaolins obtenus par calcination flash ». Thèse de doctorat, Université de Toulouse Paul Sabatier, mai 2001.
- [119] **GCI – 714.**, « Cours : Durabilité et Réparations du Béton ». Université de Sherbrooke, CANADA, Juillet 2009.
- [120] **Mehta P.K.**, «Sulfate Attack on Concrete - A Critical Review». Materials Science of Concrete III, The American Ceramic Society, 1993 pp. 105-130.
- [121] **Santhanam M., Cohen M; D., Olek J.**, «Mechanism of sulfate attack : a fresh look Part 2. Proposed mechanisms». Cement and Concrete Research 33 ; 341–346. 2003.

- [122] **Ferraris C.F., Clifton J.R., Stutzman P.E., Garboczi E.J.**, «Mechanisms of degradation of Portland cement-based systems by sulfate attack», in: K.L. Scrivener, J.F. Young (Eds.) ». *Mechanisms of Chemical Degradation of Cement-Based Systems*, E & FN Spon, London, pp. 185– 192. 1997.
- [123] **Brown P.W.**, «An evaluation of sulfate resistance of cements in a controlled environment». *Cement and Concrete Research*. (11): 719– 727. 1981.
- [124] **Golop R.S., Taylor H.F.W.**, «Microstructural and microanalytical studies of sulfate attack, III. Sulfate resisting Portland cement: reaction with sodium and magnesium sulfate solutions». *Cement and Concrete Research*, vol.25, 8, 1995, p.1581-1590.
- [125] **Santhanam M., Cohen M.D., Olek J.**, «Mechanism of sulfate attack: A fresh look: Part 1'. Summary of experimental results». *Cement and Concrete Research*. 32 (6) 915– 921. 2002.
- [126] **Tagnit-Hamou A., Petrov N.**, «Durability of Concrete in a Very Aggressive Environment». *Proceedings of the Twenty-Second International Conference on Cement Microscopy*, Montréal, Québec, Canada, 29 Avril au 4 Mai, pp 420-430, 2000.
- [127] **T. Ramlochan, p. Zacarias, M.D.A. Thomas, R.D. Hooton.**, «The effect of pozzolans and slag on the expansion of mortars cured at elevated temperature». *Cement and Concrete Research*, Vol. 33, pp. 807–814, 2003.
- [128] **Messad S.**, « Mise au point d'un essai de vieillissement accéléré de l'attaque sulfatique externe pour l'application du concept de performance équivalente de la norme NF EN 206-1», Thèse de l'Université Paul Sabatier Toulouse III, 2009, 300p.
- [129] **Papadakis V.G., Vayenas C.G., Fardis M.N.**, «Physical and chemical characteristics affecting the durability of concrete». *ACI materials journal*, vol. 88, n° 2, 1991, p. 186-196.

- [130] **Papadakis V.G., Vayenas C.G., Fardis M.N.**, «Fundamental modeling and experimental investigation of concrete carbonation». *ACI Materials Journal*, V. 88, No. 4, July- August 1991.
- [131] **Thiery M., Dangla P., Villain G., Platret G., Massieu E., Druon M., Baroghel-Bouny V.**, «Modelisation de la carbonatation atmospherique des materiaux cimentaires». *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussees*, 252-253, septembre-octobre-novembre-decembre 2004, pp. 153-187.
- [132] **Thiery M.**, «Modelisation de la carbonatation atmospherique des materiaux cimentaires, Prise en compte des effets cinetiques et des modifications microstructurales et hydriques». *Etudes et recherches des laboratoires des ponts et chaussees 'LPC'*, OA 52, 2006.
- [133] **Van Balen K., Van Gemert D.**, «Modelling lime mortar carbonation». *Materials and structures*, n° 27, 1994, pp 393-398.
- [134] **Saetta A.V., Schrefler B.A., Vitaliani R.V.**, «2-D Model for carbonation and moisture/heat flow in porous materials». *Cement and Concrete Research*, vol. 25, n° 8, 1995, pp 1703-1712.
- [135] **Roy S.K., Poh K.B., Northwood D.O.**, «Durability of concrete. Accelerated carbonation and weathering studies». *Building and environment*, 34, 1999, pp 597-606.
- [136] **Baroghel-Bouny V.**, «Caractérisation des pates de ciment et des bétons - Méthodes, Analyse, Interprétations». (LCPC, Paris, France) Décembre 1994, 468 p.
- [137] **Chaussadent T.**, «Analyse des mécanismes de carbonatation du béton, dans Compte-rendu des journées techniques AFPC-AFREM Durabilité des bétons». 'Méthodes recommandées pour la mesure des grandeurs associées a la durabilité', pp 75-87, 1997.
- [138] **Chaussadent T.**, «Etat des lieux et réflexions sur la carbonatation du béton arme». *Etudes et recherches des LPC*, OA 29, sept. 1999, 80 p.

- [139] **Baron J., Gagne R., Ollivier J.P.**, « Chapitre 11 – Viser la durabilité ». dans ATILH, sous la direction de J. Baron et J.-P. Ollivier, Les Bétons, Bases et données pour leur formulation, Ed. Eyrolles, Chapitre 11, pp. 307-363, 1996.
- [140] **Coquillat G.**, « Rapport du CEBTP, Recherche collective Bétons avec additions ». Béton B 25 – Type « Bâtiment », Rapport Fina, 1996.
- [141] **Papadakis V. G.**, «Effect of supplementary cementing materials on concrete resistance against carbonation and chloride ingress». Cement and Concrete Research 30, 291-299, 2000.
- [142] **Burden D.**, «The durability of concrete containing high levels of fly ash». Thèse de doctorat, université de New Brunswick, dans PCA R&D Serial No. 2989, Portland Cement Association, 2006.
- [143] **Khokhar M.I.A, Rozière E., Grondin F., Loukili A.**, «Effect of mineral additives on some of durability parameters of concrete». International Conference on Advances in Cement Based Materials and applications to civil infrastructure, (ACBM-ACI), December 12-14, Lahore, Pakistan. Proposé, 2007.
- [144] **Mehta, P. K.**, « Concrete: structure, properties and materials». Prentice hall, 1986 Ed., p.105-169.
- [145] **CEB.**, « Comité euro-international du béton, durable concrete structure». 1989, Bulletin 182.
- [146] **Djerbi A.**, «Influence de l'endommagement mécanique sur la perméabilité au gaz et sur la diffusion des ions chlorure des bétons». Thèse de Doctorat, Université de Nantes, 2007.
- [147] **Alonso C., Andrade C., Castellote M., Castro P.**, «Chloride threshold values to depassivate reinforcing bars embedded in a standardized opc mortar». Cement and Concrete Research, vol. 30, pp. 1047-1055, 2000.

- [148] **Glass, G.K. et Buenfeld.**, «The presentation of the chloride threshold level for corrosion of steel in concrete». Corrosion Science, vol. 39, pp. 1001-1013, 1997.
- [149] **Hausmann D.A.**, «Steel corrosion in concrete', Materials protection». vol. 4, pp. 19-22, 1967.
- [150] **Tuutti K.**, «Corrosion of steel in concrete». Swedish Cement and Concrete Research Institute, Ed. Stockholm, pp. 469, 1982.
- [151] **Thanh S. N.**, «Influence de la nature du liant et de la température sur le transport des chlorures dans les matériaux cimentaires». thèse de Doctorat, Institut National des Sciences Appliquées (INSA) Toulouse, 2006.
- [152] **E. Roziere**, «Etude de la durabilité des bétons par une approche performantielle». thèse de Doctorat, Ecole Centrale de Nantes, 2007.
- [153] **NF EN 206-1, (2004).**, « Béton – Partie 1 : Spécification, performances, production et conformité ». AFNOR, 65 p.
- [154] **Semcha A.**, «Valorisation des sédiments de dragage: Applications dans le BTP, cas du barrage de Fergoug». Thèse de doctorat a l'Université de Reims Champagne-Ardenne . Génie Civil. Décembre 2006.
- [155] **El Ouardi E.M.**, «Etude de la calcination du phosphate clair de Youssoufia, Maroc». Afrique Science. 04 (2008) 199.
- [156] **Belas N., Besseghier N., Mebrouki A., Bouhamou N.**, «Vers une protection de l'environnement en valorisant la vase draguée du barrage comme composant du béton». Mater. Tech. 97 (2009) 231–240.
- [157] **Labioud Z., Remini B., Belaredj M.**, «Traitement de la vase du barrage de Bouhanifia en vue de sa valorisation». Larhyss Journal. 03 (2004) 7–12.
- [158] **Xu Y., Yan C., Xu B., Ruan X., Wei Z.**, «The use of urban river sediments as a

primary raw material in the production of highly insulating brick». *Ceramics International*. 40 (2014) 8833–8840.

[159] Benasla M., Hadjel M., Benamara L., Ouhba K., « Characterization of sediment dam of Oued Fodda and valorization as an artificial addition in the cement ». *Mater. Tech.* 104 (2016) 304.

[160] Naamane S., Rais Z., Chaouch M., «Incorporation de la boue, d'épuration des eaux usées, traitée par lavage par eau dans le ciment», *J. Mater. Environ. Sci.* 5 (2014) 2515–2521.

[161] Garcés P., Pérez Carrión M., García-Alcocel E., Payá J., Monzó J., Borrachero M.V., *Waste Manage.* 28 (2008) 2495–2502.

[162] Benasla M., Benamara L., Hadjel M., « Caractérisation de la vase de dragage du barrage de l'Oued Fodda et valorisation en tant que matériau de construction», *J. Mater. Environ. Sci.* 6 (2015) 546–558.

[163] G. Dreux et J. Festa, «Nouveau guide du béton et de ses constituants». Edit. Eyrolles, 1998.

[164] Bassuoni, M.T. and Nehdi, M.L., «Resistance of self-consolidating concrete to sulfuric acid attack with consecutive pH reduction». *Cement and Concrete Research*, 2007, 37(7), pp.1070–1084.

[165] Roziere E., « Etude de la durabilité des bétons par une approche performantielle », Thèse de doctorat, l'Ecole Centrale de Nantes, 2007.

[166] Mehta P.K., «Evaluation of sulphate resisting cements by a new test method ». *Journal ACI*. 72(40), pp. 573-575, 1975.

[167] G.V Papadakis, G. Costas, Vayenas et Michael N. Fardis., «Fundamental modeling and experimental investigation of concrete carbonation». *ACI Material Journal*, Vol.88, n°4, pp. 363-373, 1991.

- [168] **G.V. Papadakis, C.G. Vayenas, N. F. Michael**, «Experimental investigation and mathematical modeling of the concrete carbonation problem». *Chemical Engineering Science*, Vol.46, n° 5-6, pp.1333-1338, 1991
- [169] **R.F.M., Bakker**, «Model to calculate the rate of carbonation in concrete under different climatic conditions». Rapport du CEMIJ by Laboratorium, Pays-Bas, 1994.
- [170] **A.V. Saetta, B. A. Schrefler, R. V. Vitaliani.**, «2-D model for carbonation and moisture/heat flow in porous materials». *Cement and Concrete research*, Vol.25, n° 8, pp.1703-1712, 1995.
- [171] **AFPC-AFREM.**, « Méthodes recommandées pour la mesure des grandeurs associées à la durabilité ».Compte-rendu des journées techniques AFPC-AFREM « Durabilité des bétons », Toulouse, 1997.
- [172] **GranDuBé**, « Grandeurs associées à la Durabilité des Bétons ». sous la direction de G. Arliguie et H. Hornain, Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 2007.
- [173] **AFPC-AFREM.**, « Méthodes recommandées pour la mesure des grandeurs associées à la durabilité ». Compte-rendu des journées techniques AFPC-AFREM « Durabilité des bétons », Toulouse, 1997.
- [174] **Ben Fraj A.**, « Transfert dans les bétons non saturés : Influence des laitiers et de l'endommagement mécanique ». Thèse de doctorat de l'Université de Nantes, 2009, 189 p
- [175] **Tang L.**, «Chloride transport in concrete – measurement and prediction», PhD thesis, Publication P-96:6, Dept. of Building Materials, Chalmers University of Technology, Gothenburg, Suède, cite dans (Amiri et Aït-Mokhtar, 2007), 1996.
- [176] **Rozière E., Granger S., Turcry Ph., Loukili A.**, «Influence of paste volume on shrinkage cracking and fracture properties of self-compacting concrete». *Cement and Concrete Composites* 29 (2007) 626–636.

- [177] **Picandet V.**, « Influence d'un endommagement mécanique sur la perméabilité et sur la diffusivité hydrique des bétons ». Thèse de Doctorat, Université de Nantes, (2001), 230 p.
- [178] **Djerbi A.**, « Influence d'un endommagement mécanique sur la perméabilité au gaz et sur la diffusion des ions chlorures ». Thèse de Doctorat, Université de Nante (2007)195 p.
- [179] **Khelidj A., Bonnet S., Rosquoet F., et Schoefs F.**, « Propagation des chlorures sur une structure portuaire ». Rapport n°2-4 Le béton en environnement marin MEDACHS - Interreg IIIB Atlantic Space - Project (2005), N°197, 9 p.
- [180] **Khelidj A., Bonnet S.**, « La durée de vie des ouvrages en béton armé situés sur la façade atlantique». Report n°2-1 Concrete in marine environment MEDACHS - Interreg IIIB Atlantic Space - Project (2005), N°197, 33 p.
- [181] **Baroghel-Bony V.**, « Caractérisation des pates de ciment et des bétons; méthodes, analyse, interprétations ». Edition du laboratoire central des ponts et chaussés, (1994), Paris.
- [182] **Baroghel-Bony V., Belin P., Castellote M., Rafa N., Rougeau P., Yssorches-Cubaynes M. P.**, « Which toolkit for durability evaluation as regards chloride ingress into concrete, part i: comparison between various methods for assessing the chloride diffusion coefficient of concrete in saturated conditions ». Proceedings of the Third RILEM workshop on Testing and Modelling Ingress into Concrete, (2002), p. 105-136.
- [183] **Arsenault J.**, « Etude des mécanismes de transport des ions chlore dans le béton en vue de la mise au point d'un essai de migration ». Thèse de doctorat, Université Laval, Québec, Canada, INSA Toulouse, France, (1999), 240 p.
- [184] **AFGC.**, « Recommandations provisoires ». document scientifique et technique (juillet 2000).

- [185] **Happel J., Brenner H.**, « Low Reynolds number hydrodynamics ». Dordrecht: Martinus Nijhoff, 1986.
- [186] **Baroghel-Bouny V., Thiery M., Barberon F., Coussy O., Villain G.**, « Assessment of transport properties of cementitious materials: A major challenge as regards durability ». *Revue Européenne de Génie Civil*, vol. 11, n°6, Spécial issue "Propriétés de transfert des géomatériaux", (Ed. par : Lafhaj Z. & Skoczylas F. Lavoisier, Paris, 2007), pp. 671-696.
- [187] **Perraton D, Aïtcin P-C, Carles-Gibergues A.**, « Permeability, as seen by the researcher ». (Dans: High performance concrete – From material to structure. Ed. Malier Y., Spon EFN., Cambridge, UK: Chapman & Hall, 1992, pp. 252–275.
- [188] **Baroghel-Bouny V., Chaussadent T.**, « Transfer in the concretes and durability of structures: stock of five years of research and future orientations ». *Bulletin des LCPC*, 2004, n°250, pp. 115–133.
- [189] **Coussy O., Baroghel-Bouny V., Dangla P., Mainguy M.**, « Evaluation de la perméabilité à l'eau liquide des bétons à partir de leur perte de masse durant le séchage ». *Revue Française de Génie Civil*, Numéro Spécial « Transferts 2000 », vol. 5, n°1-2, 2001, pp. 269–284.
- [190] **El-Dieb A.S., Hooton R.D.**, « Water permeability measurement of high performance concrete using high-pressure triaxial cell ». *Cement and Concrete Research*, vol. 25, n°6, 1995, pp. 1199-1208.
- [191] **Norm Européenne.**, « essai pour béton durci – Partie 8: Profondeur de pénétration d'eau sous pression ». AFNOR; Indice de classement : P 18-436, Octobre 2001.
- [192] **Z.A. Kameche, F. Ghomari, M. Choinska, A. Khelidj.**, «Assessment of liquid water and gas permeabilities of partially saturated ordinary concrete». *Construction and Building Materials* 65 (2014) 551–565.
- [193] **Scherer G.W., Valenza J.J., Simmons G.**, « New methods to measure liquid

- permeability in porous materials ». *Cement and Concrete Research*, vol. 37, 2007, pp. 386–397.
- [194] **Banthia N., Mindess S.**, « Water permeability of cement paste ». *Cement and Concrete Research*, vol. 19, 1989, pp. 727–736.
- [195] **Concrete Society.**, « Permeability testing of site concrete/a review of methods and experience ». Technical report, n°31, 1985.
- [196] **Bamforth P.B.**, « The relationship between permeability coefficients of concrete obtained using liquid and gases ». *Magazine of Concrete Research*, vol. 39, n°138, 1987, pp.3-11.
- [197] **Sugiyama T., Bremner T.W., Holm T.A.**, « Effect of stress on gas permeability in concrete ». *ACI Materials Journal*, vol. 93, n°5, 1996, pp. 443-450.
- [198] **Choinska M., Khelidj A., Chatzigeorgiou G., Pijaudier-Cabot G.**, « Effects and interactions of temperature and stress level related damage on permeability of concrete ». *Cement Concrete Research*, vol. 37, 2007, pp. 79–88.
- [199] **Banthia N., Bhargava A.**, « Permeability of stressed concrete and role of fiber reinforcement ». *ACI Materials Journal*, vol. 104, n°1, 2007, 70–76.
- [200] **Van Genuchten M.T.**, « A closed form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils ». *Soil Science Society of America Journal*, vol. 44, 1980, pp. 892-898.
- [201] **Mualem Y.**, « A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media ». *Water Resources Research*, vol. 12, 1976, pp. 513-522.
- [202] **Mebrouki A., Cyr M., Bouhamou N., Belas Belaribi N.**, « Valorisation de matériaux locaux. Etude du comportement mécanique de mortiers incorporant une pouzzolane naturelle Algérienne », *Annales de BTP (bâtiment et travaux publique)*, juin 2006.
- [203] **Benia B.**, «Influence de la surface spécifique des ciments aux ajouts minéraux sur le

comportement mécanique du mortier et du béton à base de matériaux locaux».

Mémoire de magister. Université de Mohamed Boudiaf M'sila 2007.

- [204] **Jiang S., Van Damme H.**, «Influence des fillers de nature différente sur l'hydratation et la texture des pâtes de C_3S ». Rapport de CRMD-ATILH, Université d'Orléans, 1996.
- [205] **Bouabid G., Wassate B., Touaj K., Nahya D., El Falaki K., Azzi M.**, «Effluents treatment plants sludge characterization in order to be used as solid fuels». *J. Mater. Environ. Sci.* 5 (5) (2014) 1583-1590.
- [206] **Kadri E. H., Duval R.**, «Hydration heat kinetics of concrete with silica fume», *Construction and Building Materials* 23, 3388–3392, 2009.
- [207] **Benkaddour M.**, « Durabilité des mortiers à base de pouzzolane naturelle et de pouzzolane artificielle ». *Revue Nature et Technologie.* 01Juin 2009.
- [208] **Papadakis V.G., Vayenas C.G., Fardis M.N.**, «Physical and chemical characteristics affecting the durability of concrete». *ACI materials journal*, vol. 88, n° 2, 1991, p. 186-196.
- [209] **Jaubertie. R.**, « Dégradations de mortiers sous différents milieux sulfatiques » *Annales du bâtiment et des travaux publics* Septembre-Octobre (1999).
- [210] **Yu Q., Sawayama K., Sugita S., Shoya M., Sojima Y.**, «The reaction between rice husk ash and $Ca(OH)_2$ solution and the nature of its product». *Cement and Concrete Research*, Vol. 29, pp. 37-43, 1999.
- [211] **American Society for Testing and Materials.**, «Standard Test Methods for Chemical Resistance of Mortars, Grouts, and Monolithic Surfacing and Polymer Concretes». ASTM International, West Conshohocken, PA, USA, 1997.
- [212] **Li G., Zhao X.**, «Properties of concrete incorporating fly ash and ground granulated blast-furnace slag». *Cement and Concrete Composites.* vol. 25, no3, pp. 293-299, 2003.

- [213] **Detwiler R., Bhatti J., Bhattacharja S.**, «Supplementary Cementing Materials for Use in Blended Cements». Portland Cement Association, RD112.01T, 1996. 96 pp.
Materials and Structures/Materiaux et Constructions, Vol. ,36, May 2003, pp 242-249
- [214] **Aydın S., Yazıcı H., Yigiter H., Baradan B.**, « Sulfuric acid resistance of high-volume fly ash concrete ». Building and Environment. 42 (2007) 717–721
- [215] **Papadakis V.G., Vayenas C.G., Fardis M.N.**, «Fundamental modeling and experimental investigation of concrete carbonation’, ACI Materials Journal, V. 88, No. 4, July- August 1991.
- [216] **Thiery M., Dangla P., Villain G., Platret G., Massieu E., Druon M., Baroghel-Bony V.**, «Modelisation de la carbonatation atmospherique des materiaux cimentaires’, Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussees, 252-253, septembre-octobre-novembre-decembre 2004, pp. 153-187.
- [217] **Siad H.**, «La durabilité des bétons auto-plaçants à base des additions pouzzolaniques et fillers calcaires». Thèse de doctorat à l’Université des Sciences et de la Technologie, Mohamed Boudiaf d’Oran, 2009
- [218] **Journées Technique AFPC-AFREM.** «Durabilité des bétons Méthodesrecommandées pour la mesure des grandeurs associés à la durabilité, Toulouse, France; 1997.
- [219] **Touil B.**, « Etude de la diffusion des chlorures dans les bétons locaux». Mémoire de Magister à l’Université Aboubekr Belkaid - Tlemcen, 2009.
- [220] **Baroghel-Bony V.**, « Nouvelle approche performantielle et prédictive fondée sur les indicateurs de durabilité ». Laboratoire Central des Ponts et Chaussées Paris France, 4p, 2005.
- [221] **Hearn N., Mills R.H.**, « A simple permeameter for water or gas flow ». Cement and Concrete Research, vol. 21, n° 2/3, 1991, pp. 257-261.
- [222] **Katz A.J., Thompson A.H.**, « Quantitative prediction of permeability in porous rock ».

Physical Review, vol. 34, n° 11, 1986, pp. 8179-8181.

[223] **Mainguy M.**, « Modèles de diffusion non linéaires en milieux poreux. Application à la dissolution et au séchage des matériaux cimentaires ». Thèse de doctorat de l'ENPC, Paris, 1999, 255p.

[224] **Thierry M., Baroghel-Bouny V., Bourneton N., Villain G., Stefani C.**, «Modelling the drying of concrete – analysis of different modes of water transfer ». European Journal of Civil Engineering, vol. 11, n°5, 2007, pp. 541-577.

[225] **Roy A.**, « Influence de la fissuration par compression, uniaxiale sur les propriétés de transport des bétons ». Grade maitre es science, Université de Laval, 1998, 190 p.

[226] **Nugue F.**, « Recherche d'une méthode rapide de détermination du coefficient de diffusion en milieu cimentaire saturé ». Thèse de doctorat, INSA Toulouse, 2002, 299 p.

[227] **Johannesson B.F.**, « Diffusion of a mixture of cations and anions dissolved in water ». Cement and Concrete Research 29, 2003, p. 1261–1270.

[228] **Khitab A.**, « Modélisation des transferts ioniques dans les milieux poreux saturés : application à la pénétration des chlorures à travers les matériaux cimentaires ». Thèse de doctorat, INSA Toulouse France, 2005, 231 p.