

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
Université 8 Mai 1945 Guelma



Faculté des Science et de la Technologie  
Département de Génie Civil et d'Hydraulique

# THÈSE

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME DE  
DOCTORAT EN SCIENCE

Filière : Génie Civil

Présentée par

**BOUDJEHM Hocine**

*Intitulée*

**ÉTUDE ET AMELIORATION DES PERFORMANCES DE  
DURABILITE DES BETONS EN MILIEUX AGRESSIFS**

Soutenue le : 15-06-2023

Devant le Jury composé de :

Mr BENOUIS Abdelhalim	Pr	Univ. 8 Mai 1945 – Guelma	Président
Mr NAFA Zahreddine	Pr	Univ. 8 Mai 1945 – Guelma	Rapporteur
Mr CHERAIT Yacine	Pr	Univ. 8 Mai 1945 - Guelma	Examinateur
Mr ACHOURA Djamel	Pr	Univ. Badji Mokhtar – Annaba	Examinateur
Mr NACERI Abdelghani	Pr	Univ. Mohamed Boudiaf - M'sila	Examinateur
Mme HEBHOUB Houria	Pr	Univ. 20 Aout 1955 – Skikda	Examinateur
Mr BOUTELDJA Fathe	MCA	Univ. 8 Mai 1945 – Guelma	Invité

Année Universitaire : 2022-2023

## *DEDICACES*

---

*A mes chers parents ;*

*A ma femme et à mes aimables  
enfants :*

*Djawad,*

*Marouane,*

*Amir.*

*A mes Frères à mes Sœurs ainsi qu'à  
leurs familles ;*

*A Tous, Je Dédie ce Manuscrit.*

## *REMERCIEMENTS*

---

A vrai dire, il n'y a pas suffisamment de façons de dire MERCI !

Je tiens d'abord exprimer ma profonde gratitude envers mon directeur de thèse le professeur **NAFA Zahreddine**.

Mes vifs remerciements et mes sincères reconnaissances s'adressent envers **BOUTELDJIA Fathe** pour son soutien constant, son extrême bienveillance, son indulgence, sa disponibilité constante, ses précieux conseils ainsi que ses remarques minutieuses sur ce manuscrit. Je ne saurais en quelques mots exprimer toute la reconnaissance que je vous porte.

Je remercie également tous les membres du jury qui m'ont accordé l'honneur d'évaluer ce travail et d'avoir exprimé leur plaisir de participer à ma soutenance : Pr.**BENOUIS Abdelhalim**, de m'avoir fait l'honneur de présider le jury de soutenance. J'exprime ma reconnaissance à Madame Pr. **HEBHOUB Houria**, Messieurs Pr.**CHERAIT Yacine**, Pr **ACHOURA Djamel** et Pr **NACERI Abdelghani**, qui ont accepté de faire partie de mon jury et d'évaluer mon travail.

J'adresse mes remerciements à l'ensemble du personnel du département de Génie civil et d'Architecture de l'université 8 Mai 1945 Guelma, ainsi aux membres du laboratoire LGCH pour leurs aide et leur enthousiasme. Je remercie également tous ceux envers qui j'ai contracté une dette lors de la réalisation de cette thèse, MERCI.

Je tiens finalement à remercier très tendrement ma famille, mes parents, ma femme, mes Chers enfants, mes frères et mes sœurs, pour leur soutien indéfectible et leur encouragement durant ces années de thèse... C'est en partie grâce à vous que j'y suis arrivé.  
Merci !

Hocine Boudjehem

**RESUME**

La détérioration des bétons soumis aux attaques chimiques réduit la durabilité des ouvrages des stations de traitement des eaux usées. Cette durabilité est assurée par une grande partie par le béton lui-même qui se protège contre ces agressions. La détérioration de la matrice cimentaire par l'acide sulfurique produit par les bactéries d'oxydation des sulfures conduit à la formation de gypse et d'ettringite qui entraîne l'expansion et la fissuration du béton et peut causer de graves dommages aux ouvrages. Dans ce contexte, l'objectif de cette thèse est d'étudier le comportement de béton pré-fissuré et modifié par des additions minérales sous l'effet d'attaque d'acide sulfurique. Nous avons utilisé le laitier de haut fourneau d'El-Hadjar – Annaba (GBFS) et le métakaolin de Djebel Debagh de Guelma (MK) comme additifs pour réaliser une étude expérimentale de laboratoire. Des essais de performances mécaniques et de durabilité ont été réalisés sur des éprouvettes de béton durci. Quatre formulations à différents pourcentages de substitution du ciment ont été testés (F0, F5, F10 et F15). Les résultats de ces essais ont montré que le béton comprenant de GBFS et MK fourni des résistances mécaniques similaires au béton de ciment portland seul (béton de référence) et l'incorporation des additions minérales améliore la résistance à la compression à long terme. De plus, l'augmentation du degré de pré-fissuration du béton a réduit la résistance à la compression du béton après exposition à l'acide pour toutes les formulations testées. La formulation F10 a fourni la meilleure durabilité par rapport aux autres formulations en termes de hauteur de pénétration d'eau et de coefficient d'absorption capillaire pour les deux niveaux de pré-fissuration et cela avant et après exposition à l'acide. La substitution du ciment à 10% par GBFS et MK est considéré donc comme la composition optimale du béton.

---

**MOTS-CLES:** *Béton, durabilité, laitier de haut fourneau, métakaolin, pré-fissuration, attaque d'acide.*

### **Abstract**

Deterioration of concrete due to chemical attack reduces the durability of wastewater treatment plant structures. This durability is largely ensured by the concrete itself, which protects itself against these aggressions. Deterioration of the cementitious matrix by sulphuric acid produced by sulphide oxidation bacteria leads to the formation of gypsum and ettringite which causes expansion and cracking of the concrete and can cause severe damage to the concrete. In this context, the objective of this thesis is to study the behaviour of pre-cracked concrete modified by mineral additions under the effect of sulphuric acid attack. We used blast furnace slag from El-Hadjar - Annaba (GBFS) and metakaolin from Djebel Debagh of Guelma (MK) as additives to carry out an experimental laboratory study. Mechanical performance and durability tests were carried out on hardened concrete specimens. Four formulations with different percentages of cement substitution were tested (F0, F5, F10 and F15). The results of these tests showed that concrete comprising GBFS and MK provided similar mechanical strengths to portland cement concrete alone (reference concrete) and the incorporation of mineral additions improved the long-term compressive strength. In addition, the increase in the degree of pre-cracking of the concrete reduced the compressive strength of the concrete after exposure to acid for all formulations tested. The F10 formulation provided the best durability compared to other formulations in terms of water penetration height and capillary absorption coefficient for both pre-cracking and post-cracking levels before and after acid exposure. The substitution of 10% cement by GBFS and MK is therefore considered to be the optimal composition of the concrete.

---

**KEYWORDS** : *Concrete, durability, blast furnace slag, metakaolin, pre-cracking, acid attack.*

## ملخص

إن تدهور الخرسانة المعرضة لهجمات كيميائية يقلل من استدامة هياكل محطات معالجة مياه الصرف الصحي. يتم ضمان هذه الاستدامة إلى حد كبير من خلال الخرسانة نفسها التي تحمي من هذه الاعتداءات. يؤدي تدهور المكونات الأسمنتية بواسطة حامض الكبريتيك الناتج عن بكتيريا أكسدة الكبريتيد إلى تكوين الجبس والإترينجيت مما يتسبب في تمدد الخرسانة وتشققها ويمكن أن يتسبب في أضرار جسيمة للخرسانة. في هذا السياق، تهدف هذه المذكرة إلى دراسة سلوك الخرسانة مسبقة التشقق والمعدلة بواسطة الإضافات المعدنية تحت تأثير هجوم حامض الكبريتيك. استخدمنا خبث الفرن العالي من الحجار - عناية (GBFS) والميتاكولين من جبل ديباغ من قالمة (MK) كإضافات لإجراء دراسة معملية تجريبية. تم إجراء اختبارات الفعالية الميكانيكية والمتانة على عينات الخرسانة المتصلدة. تم اختبار أربع تركيبات بنسب مختلفة من بدائل الأسمنت (F0، F5، F10، F15). أظهرت نتائج هذه الاختبارات أن الخرسانة المكونة من GBFS و MK قدمت قوة ميكانيكية مماثلة لخرسانة الأسمنت البورتلاندي وحدها (الخرسانة المرجعية) كما أدى دمج الإضافات المعدنية إلى تحسين مقاومة الانضغاط على المدى الطويل. بالإضافة إلى ذلك، أدت زيادة درجة التشقق المسبق للخرسانة إلى تقليل مقاومة الانضغاط للخرسانة بعد التعرض للحمض لجميع التركيبات المختبرة. قدمت تركيبة F10 أفضل استدامة مقارنة بالتركيبات الأخرى من حيث ارتفاع اختراق الماء ومعامل الامتصاص الشعري لكلا مستويي التشقق المسبق قبل وبعد التعرض للحمض. لذلك يعتبر استبدال الأسمنت بنسبة 10 ٪ بواسطة GBFS و MK هو التركيب الأمثل للخرسانة.

**الكلمات المفتاحية:** الخرسانة، الاستدامة، خبث الأفران العالية، الميتاكولين، التشقق المسبق، الهجوم الحمضي.

**TABLE DES MATIERES**

RESUME.....	I
ABSTRACT .....	II
ملخص.....	III
LISTE DES FIGURES .....	IV
LISTE DES TABLEAU .....	VIII
LISTE DES FORMULES .....	XII
LISTE DES ABREVIATIONS .....	XIII
<b>INTRODUCTION GENERALE.....</b>	<b>1</b>
<b>CHAPITRE 1 : LES STATIONS D'EPURATION ET LEURS CARACTERISTIQUES</b>	
1. Introduction .....	4
2. Définition et fonctionnement des stations d'épuration <sup>4</sup>	
2.1. Le dégrillage.....	5
2.2. Le dessablage et le dégraissage .....	6
2.3. Le traitement primaire .....	6
2.4. Le traitement biologique (secondaire et tertiaire).....	7
2.5. La clarification.....	10
2.6. Le traitement des boues .....	10
3. Quelques statistiques sur les stations d'épuration en Algérie.....	11
4. Règles de dimensionnement et de réalisation des stations d'épuration.....	13
4.1. Géométriques des ouvrages .....	13
4.2. Dimensionnement des ouvrages : Aspects règlementaires .....	14
4.3. Réalisation des ouvrages des STEP .....	20
5. Pathologies et de durée de vie des ouvrages d'épuration .....	22
5.1. Les fissurations du béton .....	22
5.2. Corrosion due à l'acide sulfurique .....	23
5.3. Corrosion des armatures .....	24
6. Conclusion.....	24
<b>CHAPITRE 2 : DURABILITE DES BETONS VIS-A-VIS DES ENVIRONNEMENTS CHIMIQUEMENT AGRESSIFS</b>	
1. Introduction .....	27
2. Processus et conséquences des attaques chimiques	27

## **TABLE DES MATIERES**

---

3. Paramètres de la durabilité chimique .....	29
3.1. Les paramètres liés au matériau.....	29
3.2. Les paramètres liés à l'environnement .....	30
3.3. Paramètres liés à la structure .....	30
3.4. Paramètres économiques .....	30
4. Différents types de milieux agressifs et mécanismes d'attaque associés .....	31
4.1. Eaux naturelles (pures et douces) .....	31
4.2. Milieux acides .....	33
4.3. Milieux sulfatiques .....	35
4.4. Milieux biochimiques .....	39
4.5. Autres milieux .....	41
4.6. Bilan sur les milieux agressifs .....	41
5. Principaux additifs minéraux ajoutés au béton.....	42
5.1. Laitier de haut fourneau (GGBS) .....	42
5.2. Métakaolin (MK).....	44
5.3. Fumée de silice .....	48
5.4. Cendres volantes.....	48
5.5. Pouzzolanes naturelles.....	49
5.6. Autres additifs .....	50
6. Effets des additifs sur le comportement et la durabilité du Béton.....	52
6.1. Porosité et structure des pores du béton .....	52
6.2. Résistance à la compression .....	53
6.3. Module d'élasticité .....	56
6.4. Hauteur d'eau .....	58
6.5. Essais d'absorption d'eau .....	58
6.6. Profondeur de carbonatation.....	60
7. Effets des additifs sur le comportement du béton après attaque chimique.....	62
7.1. Résistance à la compression .....	62
7.2. Perte de masse et résistance aux attaques d'acide .....	64
7.3. Résistance à la traction .....	66
8. Conclusion.....	66

## **TABLE DES MATIERES**

---

### **CHAPITRE 3 : CARACTERISATION DES MATERIAUX ET PREPARATION DES EPROUVETTES**

1. Introduction .....	69
2. Matériaux utilisés .....	69
2.1. Granulats.....	69
2.2. Ciment .....	73
2.3. Additives minéraux.....	74
2.3.1. Laitier de haut fourneau (GBFS) .....	74
2.3.2. Metakaolin.....	75
2.4. Superplastifiant et eau de gâchage.....	76
3. Formulation du béton et confectionnement des éprouvettes .....	77
3.1. Méthode de formulation .....	77
3.1.1. Tracé de la droite de référence de Dreux.....	77
3.1.2. Détermination des pourcentages.....	78
3.2. Application de la méthode Dreux-Gorisse .....	79
3.3. Confection des éprouvettes de Béton .....	80
3.3.1. Préparation des moules .....	81
3.3.2. Malaxage du béton.....	81
3.3.3. Coulage du béton .....	82
3.3.4. Démoulage et cure .....	82
4. Conclusion.....	83

### **CHAPITRE 4 : COMPORTEMENT DU BETON PRE-FISSURE ET MODIFIE SOUS ATTAQUE CHIMIQUE**

1. Introduction .....	85
2. Protocoles expérimentaux .....	85
2.1. Formulation retenues .....	85
2.2. Protocole de pré-fissuration.....	86
2.3. Attaque chimique à l'acide sulfurique.....	89
2.4. Résistance à la compression .....	90
2.5. Porosité accessible à l'eau .....	90
2.6. Profondeur de pénétration d'eau.....	91
2.7. Absorption capillaire .....	92
2.8. Retrait total .....	94

## **TABLE DES MATIERES**

---

3. Résultats et discussions .....	95
3.1. Résistance à la compression .....	95
3.1.1. Effet des additifs minéraux pour différents temps de cure .....	95
3.1.2. Effet combiné du degré de pré-fissuration et attaque chimique.....	95
3.1.3. Comparaison entre les différentes formulations après attaque chimique ....	98
3.2. Perte de masse sous l'effet d'attaque chimique .....	98
3.3. Effet d'attaque chimique sur la porosité accessible à l'eau .....	99
3.4. Hauteur d'eau du béton pré-fissuré et exposé à l'acide .....	100
3.5. Absorption capillaire du béton pré-fissuré et exposé à l'acide.....	102
3.5.1. Effet de la pré-fissuration sur coefficient d'absorption capillaire.....	103
3.5.2. Effet des additifs sur le coefficient d'absorption capillaire .....	104
3.6. Retrait total .....	105
4. Conclusion.....	106
<b>COCLUSION GENERALE</b> .....	108
<b>REFERECES BIBLIOGRAHIQUES</b> .....	111

## LISTE DES FIGURES

Figure 1.1. Photo d'une station d'épuration des eaux usées.....	4
Figure 1.2. Principe de fonctionnement des stations d'épuration des eaux usées .....	5
Figure 1. 3. Photos des dégrilleurs à l'entrée d'une station d'épuration .....	6
Figure 1. 4. Photo d'un dessableur – dégraisseur.....	6
Figure 1. 5. Décanteur primaire.....	7
Figure 1. 6. Principe de traitement par des boues activées.....	8
Figure 1. 7. Photo illustrant le bassin d'aération biologique et le clarificateur .....	8
Figure 1. 8. Principe de fonctionnement d'une station à lit bactérien .....	8
Figure 1. 9. Photo d'une station à lit bactérien .....	9
Figure 1. 10. Principe de fonctionnement d'une station à disque biologique .....	9
Figure 1. 11. Photo de station à disque biologique.....	10
Figure 1. 12. Principe de fonctionnement et photo d'un biofiltre .....	10
Figure 1. 13. Photo d'un clarificateur.....	11
Figure 1. 14. Lits de séchage des boues .....	11
Figure 1. 15. Disposition des armatures en préparation du coulage d'un radier .....	21
Figure 1. 16. Principe de coulage d'un radier en plusieurs phases.....	21
Figure 1. 17. Armatures de voile posées à l'avancement maintenues par système réglable .....	22
Figure 1. 18. Fissures des ouvrages des STEP .....	23
Figure 1.19. Epaufrures et éclatement du béton due aux attaques chimiques .....	24
Figure 2. 1. Modèle holistique de Mehta.....	29
Figure 2.2. Représentation schématique de la dégradation d'une pâte de ciment.....	32
Figure 2.3. Ettringite primaire bien cristallisée .....	37
Figure 2 4. Béton dégradé par formation de thaumasite.....	38
Figure 2.5. Thaumasite observée au MEB4 .....	39
Figure 2.6. Mécanisme des attaques biochimiques (effluent pauvre en oxygène dissout).....	40
Figure 2. 7. Principe d'obtention des laitiers de haut fourneau .....	42
Figure 2. 8. Laitier de haut fourneau (Rocheux et Granulé).....	43
Figure 2. 9. Comparaison des compositions chimiques des ciments Portland et des laitiers de haut-fourneau.....	43
Figure 2.10. Gisements de kaolin de Tamazert et d'Adjarda (Jijel).....	45
Figure 2. 11. Gisement du kaolin de Djebel Debagh (Guelma) .....	45
Figure 2.12. Echantillon brut de kaolin DD3 .....	46
Figure 2. 13. Photo du Métakaolin .....	46
Figure 2.14. Structure chimique de métakaolin.....	47

## Liste des figures

---

Figure 2. 15. Photo de la cendre volante .....	49
Figure 2. 16. Balle de riz (à gauche) cendre de balle de riz (à droite).....	51
Figure 2.17 : Essai de mesure de la porosité et des tailles des pores par intrusion au mercure.....	52
Figure 2.18 : Porosité accessible à l'eau du béton pour différents rapports E/C.....	53
Figure 2.19. Résistance à la compression du béton ordinaire et avec ajouts minéraux.....	53
Figure 2.20. Effet du MK sur la résistance à la compression du béton .....	54
Figure 2.21. Effet de MK sur la résistance à la compression à différents âges .....	55
Figure 2.22. Résistance à la compression (a) du CAR ordinaire (PRAC).....	56
Figure 2.23. Amélioration de la résistance à la compression .....	56
Figure 2.24. Module d'élasticité (a) du CAR ordinaire .....	57
Figure 2.25. Amélioration du module d'élasticité .....	57
Figure 2. 26. l'effet du métakaolin sur la profondeur de pénétration de l'eau à différents âges .....	58
Figure 2.27. L'effet du métakaolin sur la profondeur de pénétration de l'eau à différents âges .....	58
Figure 2.28. Effet du métakaolin sur le coefficient de sorption ( $10^{-6}$ ) ( $m^{s/0.5}$ ) à différents âges .....	60
Figure 2.29. Indice de sportivité de l'eau du béton à différents rapport W/b.....	60
Figure 2.30. profondeur de la carbonation du béton .....	61
Figure 2.31 Profondeurs de carbonatation du béton.....	61
Figure 2.32. Résistance à la compression et les pertes de résistance .....	62
Figure 2.33. Evolution des résistances à la compression des bétons.....	63
Figure 2.34. Pertes de masse et AAR après 28 et 90 jours d'immersion .....	65
Figure 2.35. Perte de poids des bétons sous différentes solutions d'acide en fonctions du temps..	66
Figure 2.36. Perte de résistance à la traction des échantillons exposés NaCl et H <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> .....	66
Figure 3.1. Essai de granulométrie par tamisage.....	70
Figure 3. 2. Courbe granulométrique du sable 0/5 mm .....	70
Figure 3.3. Appareillage de l'essai équivalent de sable .....	71
Figure 3.4. Courbes granulométriques des graviers 5/15 et 15/25 .....	72
Figure 3. 5. Appareil Los Angeles.....	73
Figure 3.6.. Ciment Portland résistant aux sulfates (CRS) du groupe LAFARGE Algérie.....	74
Figure 3.7. Laitier granulé de haut fourneau broyé (GBFS) .....	75
Figure 3.8.. Calcination thermique du kaolin (Metakaolin) .....	75
Figure 3.9. Superplastifiant MasterGlenium et eau du robinet.....	76
Figure 3.10.. Traçage de la droite de Dreux OAB.....	78
Figure 3.11. Détermination des pourcentages en volumes absolus des granulats .....	79
Figure 3.12. Photos des moules utilisés pour la confection des éprouvettes.....	81
Figure 3.13 Une bétonnière .....	81
Figure 3. 14. Photos du coulage du béton .....	82
Figure 3. 15. Démoulage et conservation des éprouvettes de béton .....	83

## Liste des figures

---

Figure 4.1. MK, GBFS et Ciment .....	86
Figure 4.2 Protocole de pré-fissuration et mesures de la vitesse de l'onde ultrasonique .....	88
Figure 4.3. Essai d'attaque sulfurique .....	88
Figure 4.4. Le poids des éprouvettes après l'attaque sulfurique .....	89
Figure 4. 5. Mesures de la résistance à la compression avant et après Acide .....	90
Figure 4. 6. Mesures de la Porosité accessible à l'eau .....	91
Figure 4.7. Essai de pénétration de l'eau dans le béton avant et après Acide .....	92
Figure 4.8. Imperméabilisation des éprouvettes avant et après Acide .....	93
Figure 4.9. Test d'absorption d'eau capillaire avant et après Acide .....	93
Figure 4.10. Le poids des éprouvettes avant et après Acide .....	93
Figure 4.11. Teste de Retrait hydraulique .....	94
Figure 4.12. Résultats de la résistance à la compression en fonction du temps de cure .....	95
Figure 4.13. Evolution de la résistance à la compression (0% de pré-fissuration) .....	96
Figure 4.14. Evolution de la résistance à la compression (40% de pré-fissuration) .....	96
Figure 4.15. Evolution de la résistance à la compression (60% de pré-fissuration) .....	97
Figure 4.16. Pourcentages de réduction de la résistance à la compression .....	97
Figure 4.17. Comparaison des résistances à la compression après Exposition à l'acide pour différentes formulations .....	98
Figure 4.18. Perte de masse après exposition à l'acide pour différents niveaux de dommages .....	99
Figure 4.19. Porosité accessible à l'eau avant et après exposition à l'attaque acide .....	100
Figure 4.20. Profondeur de pénétration d'eau avant exposition à l'acide .....	101
Figure 4.21. Profondeur de pénétration de l'eau après exposition à l'acide .....	101
Figure 4.22. Comparaison de la profondeur de pénétration d'eau de Différentes formulations .....	102
Figure 4.23. Courbes de sorptivité .....	103
Figure 4.24. Effet de la pré-fissuration sur le coefficient d'absorption capillaire .....	104
Figure 4.25. Effet des additifs (GBFS+MK) sur le coefficient d'absorption capillaire .....	105
Figure 4.26. Évolution du retrait total en fonction du temps .....	106

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1. 1. Valeurs limites pour les classes d'exposition correspondant aux attaques chimiques.....	16
Tableau 1. 2. Valeur limite pour la composition et les propriétés du béton pour la classe XA3 .....	17
Tableau 1. 3. Recommandations pour le choix des ciments .....	17
Tableau 1. 4. Action à prendre en compte dans le calcul des STEP .....	19
Tableau 1. 5. Combinaisons d'action .....	19
Tableau 1. 6. Justification des sections .....	20
Tableau 1. 7. Dispositions minimales à respecter pour le béton armé .....	20
Tableau 1. 8. Pourcentage d'armatures nécessaire pour limiter l'ouverture des fissures ...	28
Tableau 2.1. Produits de solubilité des hydrates de ciment .....	37
Tableau 2.2. Solubilité de la portlandite en fonction de la température.....	38
Tableau 2. 3. Utilisations du kaolin.....	50
Tableau 2. 4. Composition chimique des différents types de kaolin DD.....	52
Tableau 2.5 : Structure chimique des atomes d'aluminium et de silicium .....	53
Tableau 2.6. Exemples de compositions chimiques de métakaolins.....	54
Tableau 2.7. Résultats de l'absorption d'eau capillaire en fonction du temps.....	68
Tableau 3.1. Résultats de la courbe granulométrique par tamisage .....	89
Tableau 3.2. Calcul du module de finesse du sable .....	90
Tableau 3.3. Valeurs de l'équivalent de sable.....	90
Tableau 3.4. Courbes granulométrie par tamisage des deux graviers (5/15 et 15/25) .....	91
Tableau 3.5. Valeurs de la dureté au Los Angeles des deux granulats utilisés .....	92
Tableau 3.6. Poids spécifique des granulats.....	92
Tableau 3.7. Composition chimique du ciment CRS utilisé .....	93
Tableau 3.8. Composition chimique du laitier de haut fourneau utilisé .....	94
Tableau 3.9. Composition chimique du Metakaolin utilisé .....	95
Tableau 3.10. Valeurs du coefficient correcteur K .....	96
Tableau 3.11. Pourcentages en volumes absolue des trois granulats .....	98
Tableau 3.12. Volumes des matériaux pour un mètre cube de béton.....	99
Tableau 3.13. Poids des matériaux dans la composition du béton.....	99
Tableau 4. 1. Composition des formulations pour 50 L de béton (kg) .....	104
Tableau 4. 2. Démarche expérimentale de l'étude .....	107

**LISTE DES FORMULES**

[Eq. 2.1] <i>Mécanismes d'attaques des eaux naturelles</i> .....	39
[Eq. 2.2] La précipitation de carbonate de calcium.....	39
[Eq. 2.3] la réaction du béton aux acides .....	39
[Eq. 2.4] le processus d'attaque du béton.....	45
[Eq. 2.5] le processus d'attaque du béton.....	46
[Eq. 4.1] Le degré d'endommagement « D ».....	105
[Eq. 4.2] La porosité accessible à l'eau.....	109
[Eq. 4.3] Les valeurs moyennes de la sorptivité .....	111

**LISTE DES ABREVIATIONS**

H <sub>2</sub> S	Le sulfure d'hydrogène
H <sub>2</sub> SO <sub>4</sub>	acide sulfurique
CaSO <sub>4</sub> 2H <sub>2</sub> O	gypse
C3A	l'aluminate de calcium hydraté
C-S-H	silicates de calcium hydratés
GBFS	le laitier de haut fourneau
FA	les cendres volantes
SF	la fumée de silice
RHA	la cendre de la balle de riz
MK	Métakaolin
STEP	Les stations d'épuration
MES	Les matières en suspensions
FeCl <sub>3</sub>	chlorure ferrique
DCO	la demande chimique d'oxygène
EH	équivalents d'Habitant
ONA	L'Office National d'Assainissement
SNDA	le Schéma National de Développement de l'Assainissement
XA1	environnement à faible agressivité chimique
XA2	environnement d'agressivité chimique moyenne
XA3	environnement à forte agressivité chimique
Ca <sup>2+</sup>	lixiviation des ions
Ca(OH) <sub>2</sub>	la portlandite
CAC	coefficient d'absorption capillaire
R <sub>c</sub>	Résistance à la compression
UPV	L'analyseur d'impulsion ultrasonique
DBO <sub>5</sub>	demande biologique en oxygène pendant 5j
H	Hauteur d'eau.
F0	formulation de référence
F5	formulation avec 5% (MK+ GBFS)
F10	formulation avec 10% (MK+ GBFS)

## INTRODUCTION GENERALE

Le béton constitue le matériau principal le plus utilisé dans la construction des ouvrages d'assainissement des eaux usées. Ces ouvrages sont conçus, dimensionnés et construits pour durer dans le temps tout en assurant un niveau de service convenable le long de leur durée de vie. La prise en compte de l'environnement dans lequel se trouve le béton est nécessaire pour éviter l'apparition des dégradations précoces réduisant ainsi la durée de vie des installations.

La détérioration des bétons des canalisations d'assainissement et des ouvrages des stations de traitement des eaux usées implique plusieurs processus chimiques et microbiologiques. Cette détérioration réduit la durabilité de ces ouvrages en béton et augmente, de manière significative, les coûts des opérations de maintenance et d'entretien. La corrosion du béton est la principale pathologie qui se développe dans les différentes installations des stations d'épuration tels que les bassins d'aération, les fosses septiques, les stations de pompage et la sous-face des dalles et murs en béton. Il a été constaté dans de nombreuses stations d'épuration l'apparition d'une corrosion localisée excessive de la surface du béton après moins d'une décennie de service et leur durée de vie a été considérablement réduite à moins de vingt ans. La durabilité des ouvrages d'assainissement est menacée par l'effet des attaques d'acide sulfurique et de sulfate impliquant plusieurs autres mécanismes de corrosion. Cette corrosion dépend de la contribution de divers facteurs, dont les plus importants sont la valeur du pH des eaux usées, la demande biologique en oxygène, la quantité d'oxygène dissous, la concentration du gaz  $H_2S$ , la vitesse d'écoulement et la turbulence des eaux usées, la température de l'air et l'humidité relative à l'intérieur de l'égout et/ou des bassins, la perméabilité et la composition du béton, et les cycles d'humidification-séchage et de gel-dégel dû à la fluctuation des niveaux des eaux usées et des températures.

La durabilité de tels ouvrages est assurée en grande partie par le béton lui-même qui se protège physiquement et chimiquement contre sa corrosion et la corrosion des armatures. D'une part, le béton est considéré comme une barrière physique qui limite la pénétration d'agents agressifs et l'accès des gaz ( $O_2$ ,  $CO_2$ ,  $H_2S$ , ...etc.) grâce à sa faible porosité et des autres parts, il offre une protection chimique contre la corrosion grâce à son pH élevé et à la composition de sa matrice minérale interne.

Le processus de corrosion du béton peut être divisé en quatre étapes. Tout d'abord, le gaz  $H_2S$  est généré par la transformation du soufre présent dans les eaux usées. Puis, la surface du béton est neutralisée par l'accumulation de gaz  $H_2S$  et sa réaction avec le  $CO_2$  de l'air. Ensuite, la surface du béton est colonisée par des bactéries d'oxydation des sulfures et convertit le  $H_2S$  en acide sulfurique ( $H_2SO_4$ ). Enfin, le béton est détérioré par l'acide sulfurique, qui attaque la matrice cimentaire et provoque sa corrosion. Ce dernier est ensuite hydraté pour former du gypse ( $CaSO_4 \cdot 2H_2O$ ), dont l'apparition à la surface du béton prend la forme d'une substance blanche, pâteuse et sans propriétés cohésives. Le processus suivant qui peut se produire est la réaction du gypse avec l'aluminate de calcium hydraté (C3A), conduisant à la formation d'ettringite, qui est un produit expansif. La détérioration de la matrice cimentaire par l'acide sulfurique conduit à une perte de résistance et de cohésion des composés cimentaires calciques. Le processus de dégradation se produit très lentement et peut prendre des années avant que la corrosion ne soit observée.

La formation de gypse et d'ettringite résultant de l'attaque d'acide sulfurique entraîne l'expansion et la fissuration du béton et peut causer de graves dommages au béton. La formation d'ettringite sous forme de composés microcristallins dispersés dans le gel C-S-H (silicates de calcium hydratés) provoque l'expansion de la structure du gel et l'apparition des fissures. L'accumulation d'ettringite pourrait provoquer des fissures internes importantes, favorisant ainsi la pénétration des acides.

Dans ce contexte et afin d'améliorer la durabilité des ouvrages en béton soumis aux agressions chimiques d'acide sulfurique, plusieurs chercheurs ont étudié de diverses combinaisons de liants. L'idée générale est la réduction de la quantité de clinker dans le ciment et le remplacé par des additifs minéraux tels que le laitier de haut fourneau (GBFS), les cendres volantes (FA), la fumée de silice (SF), la cendre de la balle de riz (RHA) et le métakaolin (MK)... etc. La substitution du ciment par ces additifs améliore les propriétés mécaniques et les performances de durabilité du béton dans les environnements agressifs. Cependant, le comportement du béton fissuré et soumis aux agressions chimiques est encore méconnu et peu de travaux de recherche ont été menés pour étudier sur cette problématique.

L'objectif de notre thèse de doctorat est d'étudier le comportement de béton pré-fissuré et modifié par des additifs minéraux sous l'effet d'agression d'acide sulfurique. Nous avons choisi deux additifs locaux qui ont montré leurs performances en matière d'amélioration de la durabilité du béton, il s'agit du Laitier de haut fourneau (GBFS) en

provenance de l'usine métallurgique d'El-Hadjar (Annaba) et du Métakaolin (MK) en provenance de Djebel Debagh (Guelma).

Afin d'atteindre notre objectif, nous avons adopté pour une démarche expérimentale basée sur des essais de laboratoire. Nous avons choisi de réaliser des essais de performances mécaniques et des essais de durabilité sur du béton durci. Ces essais permettent d'avoir une meilleure connaissance du comportement du béton pré-fissuré et modifié par les ajouts minéraux.

Ce Mémoire est structuré en quatre chapitres :

Le premier chapitre est consacré à la première partie de l'étude bibliographique. Il a pour objectif de décrire le contexte général de la thèse qui concerne les stations de traitement des eaux usées et plus particulièrement, les bassins d'épuration. Ces derniers sont des ouvrages en béton armé soumis à des agressions des eaux usées où nous présentons les différentes pathologies rencontrées dans ce type d'ouvrage.

Le deuxième chapitre constitue le noyau de l'étude bibliographique de la thèse. Il fournit une synthèse bibliographique bien documentée sur la durabilité des bétons dans différents milieux agressifs. D'abord, les processus et les conséquences associées aux attaques chimiques sont exposés ainsi que les paramètres de durabilité. Puis, les différents milieux agressifs auxquels les bétons sont soumis sont présentés. Ensuite, nous présentons une synthèse bibliographique originale sur les derniers travaux de recherche scientifique menés sur l'effet d'ajout des additifs minéraux de différentes natures sur le comportement et la durabilité des bétons avant et après les attaques chimiques. Cette synthèse est complétée par une étude bibliographique sur l'influence de la fissuration sur la dégradation des bétons soumis aux agressions des agents chimiques.

Dans le troisième chapitre nous présentons les caractéristiques des matériaux utilisés dans l'étude expérimentale de laboratoire. La méthode de formulation du béton est détaillée et les proportions des différentes composantes des mélanges sont fournies. Enfin, nous présentons les techniques expérimentales entreprises pour le confectionnement des éprouvettes.

Le quatrième et le dernier chapitre de cette thèse porte sur la présentation et l'analyse des résultats obtenus par expérimentation sur l'effet couplé de la pré-fissuration et de l'incorporant du GBFS et du MK sur le comportement mécanique et de durabilité du béton durci. La composition des quatre formulations testées ainsi que les protocoles de pré-fissuration et d'attaque d'acide sulfurique sont également détaillés dans ce chapitre.

---

# **CHAPITRE 1 : LES STATIONS D'EPURATION ET LEURS CARACTERISTIQUES**

---

## 1. Introduction

Les stations d'épuration (STEP) sont destinées à traiter les eaux usées avant leur rejet dans le milieu naturel. Elles traitent des pollutions organiques, domestiques, industrielles, agricoles, toxiques,...etc. Le rôle des stations d'épuration est donc particulièrement important face aux différents problèmes de pollution. La fonction d'une station d'épuration est assurée par plusieurs ouvrages de génie civil dont le béton constitue le matériau principal. La durée de vie et le bon fonctionnement des STEP dépendent de la durabilité et la qualité du béton composant ces différents ouvrages [1].

Dans ce premier chapitre, nous présentons le principe de fonctionnement d'une STEP ainsi que ces différentes composantes. Puis, nous fournissons quelques statistiques sur les stations d'épuration en Algérie. Par la suite, nous exposons les différentes règles de dimensionnement et de réalisation de ces ouvrages. Enfin, nous terminons ce chapitre par la présentation des différentes pathologies rencontrées dans les ouvrages en béton armé des STEP.

## 2. Définition et fonctionnement des stations d'épuration

Une station d'épuration est une installation qui a pour objectif d'assainir les eaux usées domestiques, les eaux industrielles, les eaux agricoles et les eaux pluviales avant de les rejeter dans le milieu naturel, généralement un cours d'eau. Les stations d'épuration des eaux usées sont des ouvrages complexes pour lesquels le béton constitue le matériau principal de ses composantes. Elles doivent répondre à des exigences fonctionnelles, environnementales et structurelles liées aux spécificités des processus de traitement et d'épuration des eaux usées dans une logique d'intégration paysagère et architecturale [2].

Une station d'épuration est installée généralement à l'extrémité d'un réseau de collecte des effluents et juste en amont de la sortie des eaux qui seront épurées (**Fig. 1**).



*Fig. 1.1 Photo d'une station d'épuration des eaux usées*  
Source : google Earth, 2022

Le traitement des eaux usées a pour objectif de les dépolluer avant leurs rejets pour protéger la qualité du milieu naturel. Il constitue une phase fondamentale dans le cycle vertueux de l'eau. Les stations d'épuration assurent le nettoyage des eaux usées de leurs nombreuses impuretés : matières solides, excréments, huiles et toutes substances dissoutes. Elles utilisent divers processus et dispositifs physiques et biochimiques pour dégrader les matières organiques et les séparer de l'eau. Les eaux usées sont acheminées jusqu'à la station d'épuration par le réseau d'assainissement. Ensuite, elles vont subir divers traitements en suivant 5 étapes essentielles [3]:

1. Un dégrillage
2. Un dessablage et un dégraissage
3. Une décantation primaire
4. Un traitement biologique
5. La clarification
6. Le traitement des boues résiduelles



*Fig.1.2. Principe de fonctionnement des stations d'épuration des eaux usées.*

*Source : Bourrier et al., 2017[3]*

## 2.1. Le dégrillage

Le dégrillage, premier poste de traitement de l'effluent brut, sert à retenir les déchets volumineux (flottants, filasses, etc.), à travers des grilles de mailles différentes (**Fig.1.3**). En fonction de l'écartement entre les barreaux de la grille, on peut distinguer les opérations telles que le prédégrillage (de 30 à 100 mm), le dégrillage moyen (de 10 à 30 mm), le dégrillage fin (de moins de 10 mm), et le tamisage. Les dégrilleurs peuvent être de position verticale, inclinée de 60° à 80° sur l'horizontale pour une meilleure efficacité, ou de position courbe. Le nettoyage est fait manuellement par l'amont à l'aide d'un râteau, posé sur la grille par l'intervention d'un technicien [3].



*Fig. 1. 3. Photos des dégrilleurs à l'entrée d'une station d'épuration*  
Source : Guerrée & Gomella, 1983[2]

## **2.2. Le dessablage et le dégraissage**

Le dessablage consiste à extraire de l'effluent brut les éléments lourds décantables rapidement, sables, graviers, et autres particules minérales, de tailles comprises entre 100 et 200  $\mu\text{m}$ . Le dégraissage est une élimination par flottation des particules grasses non solubles (10 à 20 % des graisses). Le déshuilage consiste à éliminer des huiles présentes dans les eaux résiduaires industrielles par écumage manuel ou mécanique.



*Fig. 1. 4. Photo d'un dessableur – dégraisseur*  
Source : Guerrée & Gomella, 1983[2]

## **2.3. Le traitement primaire**

Le traitement primaire consiste à séparer de l'effluent prétraité des matières en suspensions (MES) et colloïdales par gravité. Ces dernières se déposent au fond du décanteur sous forme de boues, dites primaires. Le fond du décanteur peut être incliné de 60 °C (décanteur statique) ou horizontal muni d'un système mécanique de raclage (décanteur moderne) pour la récupération des boues. Par ailleurs, les flottants sont récupérés sur la surface du décanteur par écumage. Le décanteur classique permet d'éliminer au moins 50 à 60 % de MES décantables dans l'eau brute. Le décanteur peut avoir une forme rectangulaire, circulaire ou lamellaire. Ce dernier (lamellaire) présente un excellent rendement épuratoire, une meilleure vitesse ascensionnelle de 10 à 15 m/h au débit de pointe, un bon temps de séjour de 10 à 12 mn, et il est 6 fois moins encombrant que les deux autres formes (rectangulaire et circulaire) qui ont une vitesse ascensionnelle de 2 m/h et un temps de séjour de 0,5 à 2 h [4].



**Fig. 1. 5. Décanteur primaire**  
Source : Veolia Eau, 2008[3]

## **2.4. Le traitement biologique (secondaire et tertiaire)**

Le traitement secondaire est un traitement biologique qui consiste à améliorer le traitement en MES, en matières solubles et colloïdales, de l'effluent prétraité. Les décanteurs secondaires sont aussi appelés des clarificateurs, car ils produisent un effluent traité non trouble et clair, avec rejet de tout déchet, des boues et des gaz. La clarification utilise le principe de floculation biologique pour traiter les eaux troubles en provenance du décanteur primaire. Le traitement secondaire étant biologique, il utilise des procédés biologiques à techniques intensives ou extensives diverses, et qui peuvent être à cultures libre ou fixée. L'élimination de la pollution phosphorée nécessite un traitement tertiaire de l'effluent. Dans ce qui suit, nous présentons les techniques de traitement intensives qui sont utilisées dans les stations d'épuration des grandes agglomérations [5].

### **2.4.1. Techniques intensives**

Les techniques intensives consistent à appliquer des méthodes modernes d'épuration des eaux usées. Elles sont utilisées pour des populations supérieures à 2000 équivalent d'habitant.

#### **a) La boue activée**

La boue activée est un procédé biologique à culture libre qui consiste à épurer l'effluent brut dans un bassin artificiel aérobie. L'unité biologique est combinée classiquement avec le décanteur primaire. À moyenne charge massique allant de 0,2 à 0,5 kg de DBO<sub>5</sub>/kg MVS.j, l'effluent brut est injecté à l'entrée du bassin, brassé en continu pendant une période supérieure à 16 h/j par un compresseur immergé dans le bassin, et permet d'éliminer uniquement le carbone organique (**Fig. 1.6 & 1.7**). Au cours de son traitement, l'effluent subit l'action bactérienne et est envoyé dans le clarificateur, où les floccs formés sont piégés au fond du décanteur sous l'action de leur propre poids. Une partie des boues est recyclée et renvoyée à l'entrée du bassin d'aération, tandis que les boues en excès sont dirigées vers l'extérieur du clarificateur, tout comme l'eau épurée [6].

La technique des boues activées est la méthode la plus répandue pour les agglomérations de plus de deux mille habitants. En effet, ce procédé est le plus efficace pour éliminer la pollution

azotée et phosphorée. La dégradation aérobie de la pollution s'effectue par un mélange des microorganismes épurateurs présents dans les boues et de l'effluent à traiter. Les phases « eaux épurées » et « boues épuratrices » sont ensuite séparées par gravité dans un décanteur. Pour éliminer le phosphore, un traitement par précipitation avec ajout de réactif (le plus souvent, du chlorure ferrique  $FeCl_3$ ) est en général requis pour atteindre des bons rendements [7]

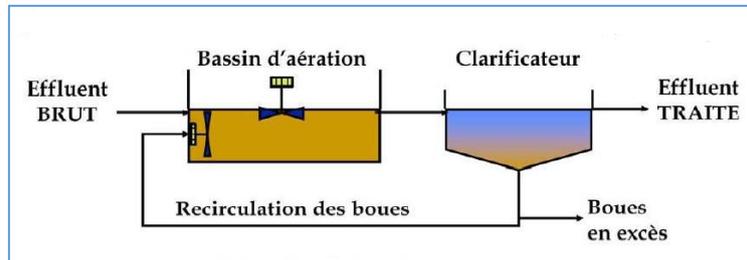


Fig. 1. 6. Principe de traitement par des boues activées  
Source : Veolia Eau, 2008, modifié[7]



Fig. 1. 7. Photo illustrant le bassin d'aération biologique et le clarificateur  
Source : Veolia Eau, 2008, modifié[7]

### b) Les lits bactériens

Les lits bactériens sont un procédé biologique à culture fixée, constitué d'une accumulation des matériaux (poreux, en plastique, ...) sur une hauteur donnée, et qui servent de supports aux micro-organismes épurateurs. L'oxygène nécessaire à la vie des micro-organismes est fourni par ventilation naturelle ou forcée. L'eau à traiter est distribuée uniformément sur la surface de matériau à l'aide d'un distributeur hydraulique rotatif (Fig.1. 8 & 1.9). L'eau épurée est recueillie dans un puit central après son passage au travers du lit, et dirigée soit dans un clarificateur, soit dans une autre filière de traitement, ou soit rejetée directement dans la nature. Son rendement épuratoire est supérieur à 80 % pour la DCO, peut dépasser 90 % pour des faibles charges, et 20 à 30 % d'azote [8].

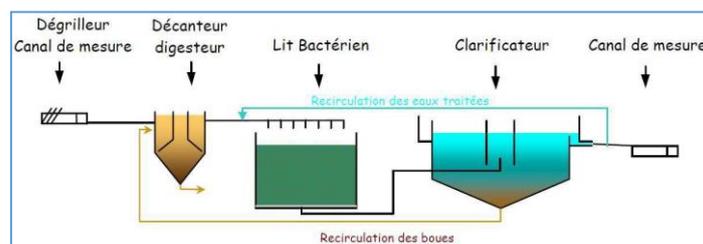


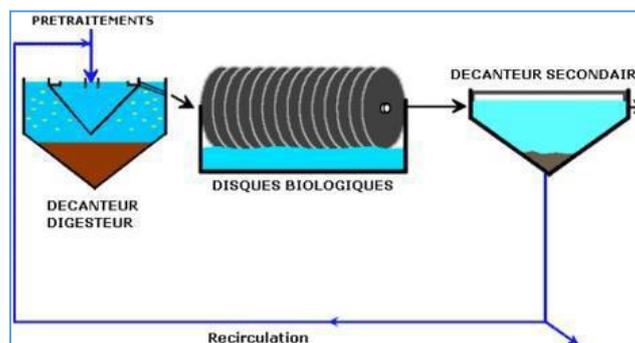
Fig. 1. 8. Principe de fonctionnement d'une station à lit bactérien  
Source : Veolia Eau, 2008, modifié[8]



**Fig. 1.9. Photo d'une station à lit bactérien**  
**Source : Veolia Eau, 2008, modifié[8]**

**c) Le disque biologique**

Le disque biologique est un procédé biologique aérobie de culture fixée autour du disque. Ce disque est constitué de plusieurs disques minces en plastique ou métalliques, de 10 mm d'épaisseur et de 2 à 3 m de diamètre, espacés de 1 à 2 cm. Ils sont montés sur un arbre horizontal, accouplé à un moteur électrique, et fonctionnant avec le même principe que le lit bactérien. La pollution est dégradée par les micro-organismes qui se fixent sur les disques, dont 40 % de la surface baigne dans l'effluent. Les mouvements rotatifs du disque permettent de nourrir et d'oxygéner le biofilm qui s'y accumulent et s'y détachent après un cumul de 5 mm d'épaisseur, puis sont envoyés dans le décanteur secondaire. Le disque est conçu pour de petites stations d'épuration de 5 000 EH, il est adapté aux espaces réduits, et admet 2 m<sup>2</sup> de surface de disque par habitant. Son rendement épuratoire théorique doit être supérieur ou égal à 95 % en DBO<sub>5</sub>, 90 % en MES, 75 % en DCO, et 60 % en NTK [3].



**Fig. 1.10. Principe de fonctionnement d'une station à disque biologique**  
**Source : Bourrier et al., 2017[3]**



Fig. 1. 11 Photo de station à disque biologique  
Source : Bourrier et al., 2017[3]

#### d) Le biofiltre

Le biofiltre est un procédé biologique à culture fixée de séparation solide/ liquide basé sur le principe de croissance bactérienne dans un filtre aéré ou non. Il peut fonctionner à courant ascendant ou descendant. Le principe consiste à filtrer en même temps qu'on aère, ce qui augmente la croissance bactérienne et les pertes de charges hydrauliques. Le biofiltre peut être utilisé pour le traitement biologique secondaire et tertiaire. Les réacteurs utilisés pour la biofiltration sont constitués d'une colonne remplie d'un matériau filtrant de type granulaire, colonisé par des biomasses épuratrices. En traversant le matériau filtrant, les matières organiques et les nutriments dans les eaux usées sont dégradés par les biomasses épuratrices et les particules sont retenues par le matériau. La hauteur de matériau filtrant (lit de média) utilisée dans les biofiltres est entre 2 et 4 m [4].

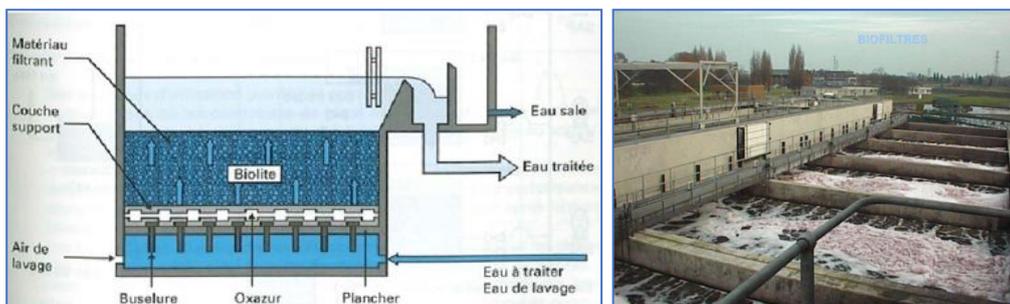


Fig. 1. 12. Principe de fonctionnement et photo d'un biofiltre  
Source : Veolia Eau, 2008[4]

## 2.5. La clarification

Il s'agit de séparer l'eau des boues issues de la dégradation des matières organiques. C'est une décantation effectuée dans des bassins appelés « clarificateurs ». Les boues se déposent au fond du bassin, sont pompées puis évacuées. L'eau est à ce stade débarrassée de plus de 90 % de ses impuretés. Elle est analysée puis rejetée dans le milieu naturel [7].



**Fig. 1. 13. Photo d'un clarificateur**  
Source : Veolia Eau, 2008[7]

## 2.6. Le traitement des boues

Les boues récupérées des différents bassins doivent être traitées.

Il en existe différents types :

- les boues primaires issues de la décantation des matières en suspension,
- les boues secondaires issues d'un résidu dissout par des cultures bactériennes.

La stabilisation des boues a pour objectif de réduire leur fermentescibilité pour atténuer les mauvaises odeurs. La stabilisation biologique s'effectue dans les bassins d'aération ou dans des digesteurs avec production de biogaz. Les boues peuvent aussi passer dans des centrifugeuses qui vont accélérer la séparation de l'eau du reste des composés en tournant à 6000 t/min. La boue résiduelle est raclée par une vis sans fin vers une benne.

Ces boues sont généralement utilisées en agriculture comme engrais. Une fois sèches, elles peuvent aussi être incinérées ou mises en décharge. Une station d'épuration produit environ 2 litres de boues par habitant et par jour. A noter que les boues de lagunage sont un type de boue accumulée au fond des bassins. Elles sont curées de façon périodique, soit annuellement soit tous les 10 ans selon le type de bassin concerné [9].



**Fig. 1. 14. Lits de séchage des boues**  
Source : google Earth, 2022

### 3. Quelques statistiques sur les stations d'épuration en Algérie

En ce qui concerne les stations d'épuration (STEP), on note qu'en 1999 le nombre de stations d'épuration était estimé à 12 avec une capacité n'excédant pas 90 millions de m<sup>3</sup>/an. Actuellement, l'Algérie dispose de 200 stations d'épuration d'une capacité de 13,8 équivalents d'Habitant (EH) soit 805 millions de m<sup>3</sup>/an d'eau usée traitée dont 49 d'une capacité de 6 millions d'EH sont situées dans les grandes villes côtières (Alger, Oran, Ain Temouchent, Skikda, Annaba, Jijel, Boumerdès etc.). 85% des ces STEP sont réalisées dans les dix dernières années. Il s'agit d'atteindre les objectifs de la convention de Barcelone, que l'Algérie a ratifiée, qui est la suppression de tous les rejets d'eaux usées à la mer.

L'Office National d'Assainissement (ONA) exploite l'ensemble de ces stations d'épuration dont près de la moitié utilisent le procédé "des boues activées". Le reste des STEP utilisent le procédé du "lagunage" et les filtres plantés, d'une capacité globale de près de 11,89 millions EH soit un débit nominal journalier de 1,74 million de m<sup>3</sup>/j.

En plus des stations en service, 69 stations d'épuration sont en cours de construction d'une capacité estimée à environ 6 millions d'EH à 244 millions de m<sup>3</sup>/an. A l'issue du programme de développement, les stations d'épuration atteindront plus de 270 unités d'une capacité d'environ 1 300 millions de m<sup>3</sup>/an [10].

L'Algérie poursuit ces actions en faveur du secteur de l'assainissement en se dotant d'une stratégie d'assainissement efficace qui prend en compte le contexte local et les particularités d'un territoire très vaste qui se caractérise par une grande variabilité sur le plan climatique, humain et environnemental. C'est dans ce contexte que le Schéma National de Développement de l'Assainissement (SNDA) a été lancé en 2013. Il a pour objectif d'établir une vision plus lointaine en disposant d'un plan d'action chiffré et pluriannuel qui permet d'organiser au mieux les actions à venir. Le SNDA vise à doter le secteur de l'assainissement urbain à l'horizon 2030 d'un outil performant de planification permettant de formaliser la stratégie nationale algérienne d'intervention en matière d'assainissement des eaux usées au niveau des bassins hydrographiques des wilayas. Il doit conduire à des actions de protection des ressources en eau, de réduction des maladies à transmission hydriques, de dépollution du littoral et de manière plus générale de la lutte contre les impacts négatifs sanitaires. Il est divisé en 4 missions à savoir :

- **Mission A intitulée « Etat des Lieux »** qui a permis d'établir un état des lieux de la situation actuelle du secteur d'assainissement,

- **Mission B intitulée « Outil informatique/SIG »** qui a permis le développement d'un outil informatique qui s'appuie sur les données issues de l'inventaire réalisé dans la mission A qui permet d'une part de disposer d'une base de données dynamique et d'autre part de faire les simulations en situation actuelle et future de l'impact de la pollution sur les milieux récepteurs puis au travers d'un module de calcul de permettre l'identification des travaux recommandés (travaux neufs et réhabilitation) pour les horizons 2020, 2025 et 2030,
- **Mission C intitulée « Stratégie d'Intervention »** qui a permis de définir une stratégie nationale d'intervention dans les zones urbaines et rurales pour développer le secteur de l'assainissement en tenant compte des contraintes des milieux récepteurs et de l'importance des flux de pollution rejetés. Elle a ensuite débouché sur l'étude de trois scénarios (variantes) d'assainissement chiffrés qui prennent en compte l'ensemble des travaux à réaliser pour le développement du secteur de l'assainissement sur l'ensemble du territoire algérien,
- **Mission D intitulée « Plan d'Action »** qui s'est scindée en deux parties : Une première partie portant sur les prescriptions et recommandations nécessaires pour aider à la mise en œuvre du programme d'assainissement retenu et une deuxième partie concernant le plan d'action pluriannuel chiffré pour la variante retenue.

## 4. Règles de dimensionnement et de réalisation des stations d'épuration

### 4.1. Géométries des ouvrages

Les concepteurs des différentes composantes de génie civil des stations d'épuration de type biologique se base sur la capacité de traitement des volumes d'effluent des ouvrages. Pour cela, ils font des choix des dimensions selon la hauteur des bassins et leur emprise au sol. Cependant, ils doivent tenir compte des équipements de fonctionnement de chaque ouvrage [11].

Les ouvrages en béton armé des stations d'épuration sont des réservoirs d'effluent de différentes formes et de dimensions. Il existe :

- des ouvrages à parois planes tel que le dégrilleur, dessableur, bassins biologiques,...etc.
- des ouvrages à parois circulaires tel que les bassins de décantation et les clarificateurs.

Les ouvrages à parois planes ont des dimensions qui peuvent aller jusqu'à 60 m en longueur et 30 m de largeur.

Les ouvrages à parois circulaires ont dimensions qui peuvent aller jusqu'à 60 m.

## 4.2. Dimensionnement des ouvrages : Aspects règlementaires

- Fascicule 74 du CCTG - Construction des réservoirs en béton, Mars 1998 [12].
- Eurocode 2 partie 3 : Silos et réservoirs [13].
- Norme NF EN 206.1 permettant de tenir compte des agressivités ambiantes dans la composition du béton [14].

### 4.2.1. Classement des ouvrages

Les ouvrages de génie civil des stations d'épuration sont classés selon le type de réalisation de l'étanchéité. Il existe 4 classes à savoir :

#### ➤ *Classe A*

Il s'agit des ouvrages dont l'étanchéité est assurée par la structure elle-même. Cela représente la majorité des ouvrages des stations d'épuration (STEP). Les ouvrages doivent être coulés en place et ils doivent être justifiés en limitant l'ouverture des fissures selon les règles imposées. Ces ouvrages sont en béton armé ou en béton précontraint avec éventuellement incorporation d'un produit améliorant l'étanchéité.

$$F_{c28} \geq 25 \text{ MPa} ; F_{t28} \geq 2,1 \text{ MPa} ; C > 350 \text{ kg/m}^3.$$

#### ➤ *Classe B*

L'étanchéité de ces ouvrages est assurée par la structure complétée par un revêtement d'imperméabilisation (mortiers hydrauliques, hydrofuges, résines,...etc). Dans ce cas, les justifications peuvent être conduites selon les règles BAEL seulement. L'ouverture des fissures bien que limitée sera compensée par le revêtement additionnel.

#### ➤ *Classe C*

L'étanchéité des ouvrages est assurée par un revêtement d'étanchéité. Contrairement à l'imperméabilisation, l'étanchéité retient les liquides à elle seule. Le support n'est là que pour assurer la fonction mécanique.

#### ➤ *Classe D*

Il s'agit des ouvrages construits à partir des éléments préfabriqués. Bien que ces ouvrages appartiennent à une classe particulière, ils doivent satisfaire à toutes les prescriptions énoncées pour les ouvrages coulés en place. Ces ouvrages devront être étanchés ou imperméabilisés selon les hypothèses de fissuration retenue.

### 4.2.2. Agressivité des eaux usées

Du point de vue normatif, les principales dispositions à prendre vis-à-vis des eaux agressives sont édictées dans la norme béton NF EN 206-1 pour les bétons de structure qu'ils soient coulés

en place ou préfabriqués pour une durée de vie présumée d'au moins 50 ans dans des conditions d'entretien anticipées. Cette norme définit des classes d'exposition en fonction des actions dues à l'environnement et donne des règles d'utilisation des constituants dans ces environnements préalablement définis [14].

En ce qui concerne les environnements chimiquement agressifs, la plupart des cahiers des charges pour la construction des ouvrages y compris la norme béton NF EN 206-1 renvoient au fascicule de documentation FD P18-011.

Les milieux chimiquement agressifs, correspondent aux attaques chimiques se produisant dans les sols naturels, les eaux de surface et les eaux souterraines. Ils sont définis dans trois classes d'exposition en fonction de valeurs limites :

- XA1 : environnement à faible agressivité chimique ;
- XA2 : environnement d'agressivité chimique moyenne ;
- XA3 : environnement à forte agressivité chimique.

Les valeurs limites pour ces classes d'exposition correspondant aux attaques chimiques sont données dans le tableau suivant. Le choix de la classe se fait par rapport à la caractéristique chimique conduisant à l'agression la plus élevée. Lorsqu'au moins deux caractéristiques agressives conduisent à la même classe, l'environnement retenu doit être normalement celui correspondant à la classe immédiatement supérieure.

Dans le cas des eaux usées des stations d'épuration (STEP), le milieu de type XA3 est à considérer pour le dimensionnement des ouvrages en béton armé.

**Tab. 1. 1. Valeurs limites pour les classes d'exposition correspondant aux attaques chimiques**

Caractéristiques chimiques	XA1	XA2	XA3
SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> (mg/L)	≥ 200 et ≤ 600	> 600 et ≤ 3000	> 3000 et ≤ 6000
pH	≤ 6,5 et ≥ 5,5	< 5,5 et ≥ 4,5	< 4,5 et ≥ 4,0
CO <sub>2</sub> agressif (mg/L)	≥ 15 et ≤ 40	> 40 et ≤ 100	> 100
NH <sub>4</sub> <sup>+</sup> (mg/L)	≥ 15 et ≤ 30	> 30 et ≤ 60	> 60 et ≤ 100
Mg <sup>2+</sup> (mg/L)	≥ 300 et ≤ 1000	> 1000 et ≤ 3000	> 3000

Source : la norme NF EN 206-1[14]

#### 4.2.3. Composition du béton en milieux chimiquement agressifs

La norme NF EN 206.1 précise que la composition du béton et les leurs constituants (ciment, granulats, additions, ...) doivent être choisis de manière à satisfaire aux exigences de leur classe d'exposition spécifiées pour le béton frais et durci. Ces exigences sont souvent données en termes de valeurs limites pour la composition du béton et de propriétés définies du béton. Il est

toutefois possible d'adopter des méthodes de conception performanciennes qui prennent en compte la durée de vie prévue de la structure.

La norme exige pour que le béton soit conforme aux valeurs limites spécifiées, il doit satisfaire les exigences de durabilité dans les conditions environnementales spécifiques, il faut aussi :

- que la classe d'exposition ait été correctement sélectionnée ;
- qu'il soit correctement mis en place et soumis à une cure efficace ;
- que l'épaisseur d'enrobage des armatures soit respectée ;
- que la maintenance préventive soit réalisée.

Les valeurs limites pour la composition des bétons données par les tableaux suivant. La norme respecte la logique de composition vis-à-vis de la durabilité qui veut que lorsque l'environnement devient plus sévère, il convient en premier lieu de diminuer le rapport E/C équivalent et d'augmenter le dosage en liant équivalent (ce qui a pour premier effet d'augmenter la classe de résistance du béton). [1]

**Tab. 1. 2. Valeur limite pour la composition et les propriétés du béton pour la classe XA3**

		Classe d'exposition XA3
Rapport E/C		0.45
Classe de résistance minimale		C40/50
Teneur minimale en ciment (kg/m <sup>3</sup> )		385
Teneur minimale en air (%)		-
Cendre volante		0.00
Fumées de silice		0.10
Laitier moulu		0.00
Addition calcaire		0.00
Addition siliceuse		0.00
Nature de ciment		(m)
(m)	Pour le choix du ciment et des additions, se référer à P 18-011. Lorsque la classe d'agressivité résulte de la présence de sulfates, pour la classe XA3, utiliser un ciment ES et la composition du liant doit être telle qu'il respecte les exigences de XP P 15-319.	

**Source : Xavier L, 2010[1]**

Pour le choix du ciment adapté aux environnements chimiquement agressifs, la norme renvoi au fascicule de documentation FD P 18 011. Les recommandations particulières concernant le choix du ciment selon ce fascicule sont données dans le Tableau suivant :

**Tab.1. 3. Recommandations pour le choix des ciments**

<i>Choix du ciment en fonction du milieu</i>			
<i>Milieu contenant des sulfates (solutions) à l'exclusion de l'eau de mer</i>	<i>XA1</i>		<i>Pas de recommandations particulières</i>
	<i>XA2</i>	<i>(au-dessous de 1500 mg/l)</i> <i>(au-dessus de 1500 mg/l)</i>	<i>AX2 ciment conformes à la norme NF P15-317 (PM) ou NF P15-319 (ES)</i> <i>Ciment conformes à la norme NF P15-319 (ES)</i>
	<i>XA3</i>		<i>Ciment conformes à la norme NF P15-319 (ES)</i>
<i>Milieu contenant des sulfates (sols)</i>	<i>XA1</i>		<i>Pas de recommandations particulières</i>
	<i>XA2</i>		<i>Ciment conformes à la norme NF P15-317 (PM) ou NF P15-319 (ES)</i>
	<i>XA3</i>		<i>Ciment conformes à la norme NF P15-319 (ES)</i>
<i>Milieus Acides</i>	<i>XA1</i>		<i>CEM II/B-C, CEM II/B-V, CEM II/B-P, CEM II/B-Q, CEM II/B-M(S-V), CEM III/A conforme à la norme NF EN197-1, CEM III/A conforme à la norme NF EN 197-4, ciments conformes à la norme NF P 15-317 (PM) ou NF P15-319 (ES), et CEM IV/A et B conformes à la norme NF EN197-1</i>
	<i>XA2</i>		<i>CEM II/B-S, CEM II/B-V, CEM II/B-P, CEM II/B-Q, CEM II/B-M(S-V), CEM III/A conforme à la norme NF EN197-1, CEM III/A conforme à la norme NF EN 197-4, ciments conformes à la norme NF P 15-319 (ES), et CEM IV/A et B conformes à la norme NF EN197-1</i>
	<i>XA3</i>		<i>CEM III/A, B et C, CEM V/A et B, conforme à la norme NF EN197-1, CEM III/A conforme à la norme NF P15-319, ciments d'aluminates de calcium conforme à la norme NF EN 14647, CEM IV/B conformes à la norme NF EN 197-1</i>
<i>Eaux pures</i>	<i>XA1</i>		<i>CEM III/A, B et C, CEM V/A et B, conforme à la norme NF P15-319</i>
	<i>XA2</i>		<i>Ciments d'aluminates de calcium conforme à la norme NF EN 14647</i>
	<i>XA3</i>		<i>CEM IV/B conformes à la norme NF EN 197-1</i>

**Source : Xavier L, 2010[1]**

Ainsi, comme il a été écrit précédemment, le choix du ciment en ambiance chimique agressive vise à éviter à la fois la dissolution des phases solubles (la présence de pouzzolanes permet de remplacer la portlandite, de forte solubilité, par des silicates et aluminates de calcium hydratés, moins solubles) et la formation de phases pathologiques (limitation de la teneur en C3A du clinker pour éviter la formation ultérieure d'ettringite en présence de sulfates).

Concernant les produits améliorant l'imperméabilité de masse du béton, il est recommandé d'utiliser :

- Les adjuvants plastifiant réducteurs d'eau. Selon la NF P 18.336, ils permettent une réduction du dosage en eau, et à dosage constant en eau une augmentation de l'affaissement au cône d'Abrams. Ils agissent en défloculant les grains de ciment, les fines et les ultrafines, et contribuent donc à augmenter la compacité du béton.
- Les adjuvants super plastifiant haut réducteurs d'eau qui permettent d'améliorer la compacité du béton.

- Les entraineurs d'air (selon la NF P 18.338) qui permettent de stabiliser les bulles d'air créées par le malaxage des bétons. Ils améliorent la rhéologie du béton.
- Les hydrofuges de masse (selon la NF P 18.334) qui permettent de diminuer la porosité du béton et diminuer ainsi l'absorption capillaire.
- Les ultrafines qui participent à l'amélioration de la compacité du béton par réorganisation moléculaire des grains.

#### 4.2.4. Actions à prendre en compte

Les actions à prendre en compte pour le calcul des différents ouvrages de génie civil des stations d'épuration sont présentées dans le tableau suivant :

**Tab. 1. 4. Action à prendre en compte dans le calcul des STEP**

Actions	Nature	Valeur	Commentaire
<b>Actions permanentes</b>	Poids propre du génie civil Poids propre des équipements Poids des superstructures Le retrait La précontrainte Le poids et la poussée de terres Le poids et la pression de l'eau extérieure Les déplacement imposés (tassement différentiel)	Selon NFP 06-001 Selon les spécifications des fabricants Selon NFP 06-001 Selon BAEL ou BPEL 99 Selon BPEL 99	Actions favorables nulles Niveau des basses eaux
<b>Actions Variables</b>	Poids et pression du liquide contenu Les charges de neige et de vent Les charges d'exploitation Les charges d'entretien Les variations des hauteurs de nappe Les charges sur terre-plein Charges éventuelles en phase de construction Les variations de température Le gradient thermique à travers la paroi Le gradient thermique entre deux faces Opposées de l'ouvrage dû à un ensoleillement différent	Eau des ouvrages de décantation : $\rho=1010\text{daN/m}^3$ Eau relevage, précontraint, épaisseur : $\rho=1050\text{daN/m}^3$ Eau des digesteurs : $\rho=1100\text{daN/m}^3$ Selon NV 65 modifiée 99 et N 84 modifiées 2000 Selon les pièces du marché 2 kN/m <sup>2</sup> :planchers, passerelles 1 kN/m <sup>2</sup> : couverture Différence entre PHE et PBE Selon le CCTP $T_{\max}$ et $T_{\min}$ selon CCTP	Pour les réservoirs sur élevés, le site n'est jamais protégé Crue décennale Parking, stockage.... On retient $T_i-T_e=+/-20$
<b>Actions accidentelles</b>	Le séisme Les chocs, les avalanches	Règles PS 92 Selon les prescriptions du CCTP	

Source : Xavier L, 2010[1]

#### 4.2.5. Combinaisons d'action

Concernant les combinaisons d'action, elles sont résumées dans le tableau suivant :

**Tab. 1. 5. Combinaisons d'action**

Etat limite	Combinaison d'action
Etat limite d'équilibre statique (vérification du soulèvement)	G+1,05Q G= poids propre à vide de l'ouvrage Q=Action de l'eau extérieure
Etat limite ultime : Combinaison fondamentale	1,35G+1,5(Q+ψ <sub>0</sub> T)+W· (et/ou S <sub>n</sub> ) 1,35G+W· (et/ou S <sub>n</sub> ) +1,5(Q+ψ <sub>0</sub> T) 1,5G+1,5 W· (et/ou S <sub>n</sub> )+1,3ψ <sub>0</sub> T
Etat limite ultime : Combinaison accidentelle	G+Q+Fa+0,6T
Etat limite de service	G+Q+T G+W(et/ou S <sub>n</sub> )+0,6T
G= Charge permanentes ; Q=Charges variable autres que vent, neige, température ; Fa=Charges accidentelles ; T=température ; S <sub>n</sub> =neige normale ; W=vent des règles NV65 (vent normal) ; W=1,2×vent normal ; ψ <sub>0</sub> =0,6	

Source : Xavier L, 2010[1]

#### 4.2.6. Justification des sections (selon le BAEL 99)

Les justifications pour les ouvrages en béton armé de la classe A (STEP en contact direct ou indirect avec liquide, avec étanchéité adhérente à l'ELS) sont présentées dans le tableau suivant :

**Tab.1. 6. Justification des sections**

Type d'élément de structure	Conditions de la justification
Elément de structure comportant des sections entièrement tendues ou des armatures proches des parois mouillées (des sections partiellement tendues) ou des armatures proches des parois mouillées (des sections entièrement tendues)	$\sigma_s < \alpha(\eta f_{t28}/\Phi)^{0,5} + \beta\eta(\text{limite de traction des armatures})$ $\sigma_s < 90(\eta f_{t28})^{0,5}$ $\sigma_s < 0,5f_e$ Avec $\alpha = 240$ $\Phi = \text{diamètre des armatures (mm)}$ $f_{t28} = \text{résistance caractéristique à la traction du béton (MPa)}$ $\beta = 0$ pour les ouvrages au bord de la mer ou à proximité de la mer (< 5km) ainsi que pour les parties enterrées d'ouvrage lorsqu'il y a eu saumâtre ou agressive (cure à vin, fosse à lisier.....) $\beta = 30$ pour les autres cas de contact permanent avec l'eau ou en atmosphère saturée $\eta = \text{coefficient de fissuration de l'armature}$

Source : Xavier L, 2010[1]

#### 4.2.7. Dispositions minimales.

**Tab. 1. 7. Dispositions minimales à respecter pour le béton armé**

Type d'éléments de structure	Disposition minimale à respecter
Parois : épaisseur minimale	0,15 m en classe A 0,12 m en classe B et C 0,15 m pour les ouvrages réalisés en coffrage glissant

Parois : disposition des armatures	<p>2 nappes si l'épaisseur est supérieure à 0,15 m 1 nappe sinon pour les ouvrages circulaires axe vertical, la nappe intérieure ne comprend pas plus de la moitié des armatures totales horizontales.</p> <p>Le diamètre des armatures est supérieur à 8mm et inférieur à l'épaisseur divisée par 10.</p> <p>Pour les parois en contact avec du liquide, l'espacement des armatures est inférieur à 0,20 m et à 1,5 fois l'épaisseur.</p>
Parois : recouvrement des aciers dans une même section	<p>Le pourcentage des barres en recouvrement dans une même section doit être inférieur à :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- 1/3 pour les sections tendues avec <math>M/N &lt; 0,5h_0</math></li> <li>- 1/2 pour les autres cas.</li> </ul>
Parois : enrobage des armatures	<ul style="list-style-type: none"> <li>- 5 cm si brouillard salin, embruns, eau de mer ;</li> <li>- 3 cm si les parements sont exposés aux intempéries, au contact avec liquide, à la condensation, fonction de l'agressivité du milieu.</li> </ul>
Parois : sections d'acier minimum (condition de non-fragilité)	<p><math>A_s &gt; 0,23f_{t28}/f_e</math> en flexion simple  <math>A_s &gt; 0,23f_{t28}/f_e - N/3hof_e</math> en flexion composée  <math>A_s &gt; 0,23f_{t28}/f_e</math> en traction</p> <p>De plus  <math>A_s &gt; 0,125\%</math> section de béton (pour les aciers HA)  <math>A_s &gt; 0,20\%</math> section de béton (pour les aciers lisses)  <math>A_s &lt; 2\%</math> section de béton</p>
Radiers et fonds de réservoirs reposant directement sur le sol.	<p>En complément des dispositions précédentes, on a :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Epaisseur du radier supérieure à 0,10 m ;</li> <li>• Recouvrement des aciers en totalité dans la même section si <math>A_s</math> est déterminé par la condition de non-fragilité.</li> <li>- Pour les radiers monolithes et solidaires des parois :             <ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>A_s &gt; 0,25\%bd</math> (pour les aciers HA)</li> <li>• <math>A_s &gt; 0,40\%bd</math> (pour les aciers lisses)</li> </ul> </li> <li>- Pour les radiers désolidarisés des parois (type dallage):             <ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>A_s &gt; 0,75 \frac{\mu g l}{f_e}</math> (équilibre de l'effet du retrait);</li> <li>• <math>g =</math> poids propre du radier par unité de surface;</li> <li>• <math>l =</math> longueur entre joints;</li> <li>• <math>\mu =</math> coefficient de frottement sol – béton (<math>\mu = 1,5</math> en général, <math>\mu = 0,2</math> si film</li> </ul> </li> </ul>

Source : Xavier L, 2010[1]

### 4.3. Réalisation des ouvrages des STEP

Quel que soit le type de bassin, clarificateur, bassin d'aération ou silos à boues, les méthodes de réalisation sont identiques. En effet, les ouvrages présentent la même ossature constituée d'un radier et des voiles circulaires.

#### 4.3.1. Réalisation du radier

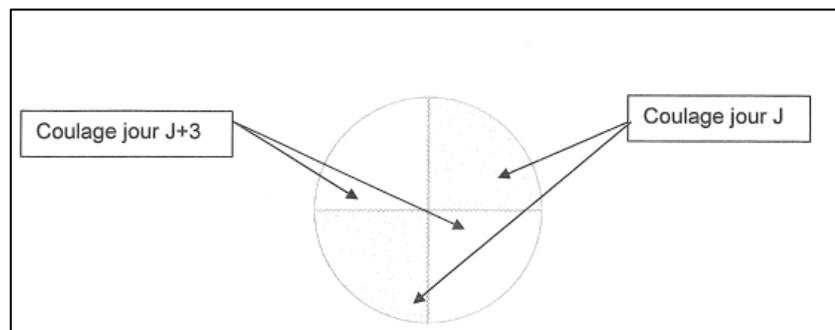
La première étape est la réalisation de la fondation qui se présente en général sous forme de radier. Les armatures sont posées sur un béton de propreté. La semelle périphérique est généralement pré-assemblée en usine et elle est constituée des barres attentes pour les voiles montées sur des armatures de type semelle filante rayonnante. La partie centrale, intérieure à la semelle périphérique, est constituée d'un maillage de barres orthogonales en recouvrement sur la semelle (Fig. 1.15) [15].



**Fig. 1. 15. Disposition des armatures en préparation du coulage d'un radier**  
Source : Yohan Falcon 2010[15]

La réalisation des radiers des bassins clarificateurs nécessite l'utilisation de coffrages spécifiques réalisés sur mesure en choisissant des dimensions standards afin de le réutiliser dans d'autres chantiers similaires.

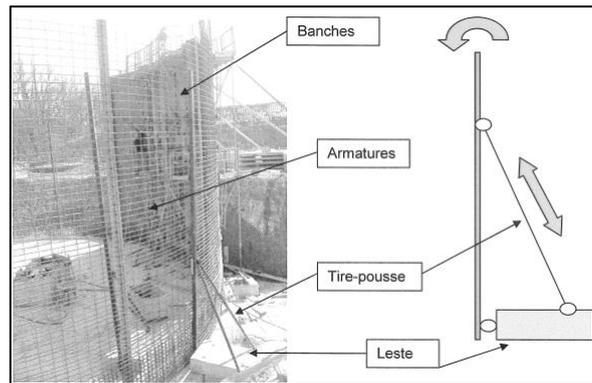
Afin de limiter au maximum les fissures de retrait, le radier doit être réalisé en plusieurs phases de bétonnage. Il est préconisé de couler des surfaces inférieures à 100m<sup>2</sup> et d'alterner le coulage des blocs. Ceci permet aux premières zones de faire une partie de leur retrait avant que les autres viennent les clavier (**Fig. 1.16**).



**Fig. 1. 16. Principe de coulage d'un radier en plusieurs phases**  
Source : Yohan Falcon 2010[15]

#### **4.3.2. Réalisation des voiles**

Les voiles sont coulés à l'aide de banches cintrables. Dans le but d'avoir une bonne relation de branches, les armatures peuvent être posées à l'avancement. Elles sont maintenues en place par des systèmes d'étalement lestés au sol par des massifs en béton amovibles. Le système d'étalement permet le réglage de la verticalité des cages et le positionnement au sol. Au fur et à mesure que les banches avancent, les étalements sont déplacés pour permettre la mise en place du coffrage autour de la cage (**Fig.1. 17**).



*Fig. 1. 17. Armatures de voile posées à l'avancement maintenues par système réglable  
Source : Yohan Falcon 2010[15]*

## 5. Pathologies et de durée de vie des ouvrages d'épuration

Le comportement chimique du béton exposé aux environnements agressifs, dépend de plusieurs facteurs. La durée de vie des ouvrages en génie civil des STEP qui sont exposés aux environnements agressifs est variable. Les détériorations de ces ouvrages impliquent plusieurs processus chimiques et microbiologiques. Elles réduisent la durée de vie de ces structures et augmentent le coût des opérations de maintenance. La corrosion du béton est la principale pathologie présente dans les bassins d'aération, les fosses septiques, les stations de pompage et la face intérieure des dalles et des murs en béton des différents ouvrages des STEP. Il a été constaté qu'une corrosion localisée excessive de la surface du béton s'est développée après moins d'une décennie après la mise en service, et la durée de vie des ouvrages d'assainissement a été considérablement réduite à moins de 20 ans alors qu'elle a été espérée à 50 ans. La menace pour la durabilité des ouvrages des STEP est causée par des attaques d'acide sulfurique et sulfatique impliquant plusieurs autres mécanismes de corrosion. Cette corrosion dépend de la contribution de divers facteurs, dont les plus importants sont le pH des eaux usées, la demande biologique en oxygène, la quantité d'oxygène dissous, la concentration du gaz  $H_2S$ , la vitesse d'écoulement et la turbulence des eaux usées, la température de l'air et l'humidité relative à l'intérieur des ouvrages, la perméabilité et la composition du béton, et les cycles de mouillage-séchage dû à la fluctuation des niveaux des eaux usées.

Dans ce paragraphe, nous présentons quelques dégradations du béton des stations d'épuration, et les causes principales des altérations du béton armé.

### 5.1. Les fissurations du béton

La principale pathologie des bassins est la fissuration de la structure. Elle peut avoir de nombreuses origines : retrait du béton, thermique, ...etc. Des dégâts et défauts ne dépendant hors contact béton-eaux usées ont été constatés en nombres très variables :

- fissures dues à des tassements;
- fissures dues à l'action exercée par la température (particulièrement avec des couronnements de mur chauffés);
- fissures de rupture dues à des éléments de construction avec sections de dimensions très différentes (dégâts dus au système) ;
- fissures dues à une configuration inadéquate des éléments de construction ;
- bandes couvre-joints détruites.

Dans les anciennes installations, et souvent même plus marqués dans les nouvelles, les principaux dégâts spécifiques des stations d'épuration se manifestaient ainsi :

- structure des surfaces de béton ressemblant, dans les bassins de décantation, à celle du béton lavé;
- nombreuses plaques de rouille d'importantes dimensions ;
- quelques rares éclatements du béton dus à des attaques provoquant un gonflement.

Les bassins d'aération étaient le plus fortement atteints. Ils présentaient deux à trois fois plus de dégâts que les bassins de décantation secondaire. A l'exception de dégâts localisés du béton dans les zones de transition air-eau, en revanche il a été constaté que de très rares dégâts dans les éléments situés en amont des bassins d'aération. [6]



*Fig. 1.18. Fissures des ouvrages des STEP*  
Source : W. De Caluwé, M. Le Begge, 2007[6]

## 5.2. Corrosion due à l'acide sulfurique

Tous les matériaux à base de liants hydrauliques calcitiques sont sensibles au contact des acides. L'acide sulfurique ( $H_2SO_4$ ) résultant de l'oxydation microbienne du gaz d'hydrogène sulfuré ( $H_2S$ ) par les bactéries (thiobacilles) réagit principalement avec l'hydroxyde de calcium de la pâte de ciment durcie et provoque des dégâts sous forme désintégration des couches de béton aux endroits exposés (la dissolution des composés calciques de la pâte ciment par conséquence

le béton perd sa cohésion). L'hydrogène sulfuré en contact avec le béton se transforme en gypse ( $\text{CaSO}_4 \cdot 2 \text{H}_2\text{O}$ ) qui se manifeste sous forme d'épaufrures.

L'eau sulfatée endommage également le béton et les ions de sulfate réagissent avec les hydrates d'aluminate de la pâte de ciment durcie et forment de l'ettringite (minéraux à caractère expansif). Cette réaction est liée à une multiplication par huit du volume, ce qui entraîne finalement la désagrégation et l'éclatement de la structure du béton. [6]



*Fig.1.19. Epaufrures et éclatement du béton due aux attaques chimiques*  
Source : W. De Caluwé, M. Le Begge, 2007[6]

### 5.3. Corrosion des armatures

Les éclatements résultant de la corrosion des armatures sont des dégâts du béton armé à répétition dans les STEP. Les causes principales de cette corrosion sont la carbonatation du béton (la valeur pH descend au-dessous de 9,5) et la pénétration des ions chlorure. Cette corrosion se manifeste sous forme de plaques de rouille et d'éclatements du béton (le volume de la rouille est beaucoup plus grand que celui de l'acier dont elle est issue).

Les eaux usées acides sont particulièrement nocives ( $\text{pH} < 4,5$ ), car les acides qu'elles contiennent forment le plus souvent, avec les composants de la pâte de ciment durcie, des sels facilement solubles dans l'eau, et la pâte de ciment est ainsi dégradée. La répétition des processus de séchage-mouillage du béton de surface provoque son érosion progressive qui se manifeste sous forme de béton lavé ce qui réduit l'enrobage des armatures et entraîne leur corrosion. [6]

## 6. Conclusion

Les études menées dans ce cadre ont montré que la pérennisation d'un ouvrage du génie civil dans des problématiques liées à l'eau est une tâche complexe. Le nombre de désordres pouvant affecter un tel ouvrage est en effet très important et leurs origines très diverses. Les stations en bétons armés dans un milieu agressif souffrent de graves problèmes de dégradation affectant considérablement leur durabilité. Pour améliorer la performance et la durabilité des

structures en génie civil il est indispensable de connaître les paramètres influant. La durée de vie de ces structures en béton armé est conditionnée par la réponse aux agressions physiques et chimique de l'environnement, ainsi que par la capacité des matériaux constitutifs à se protéger contre ces attaques.

---

**CHAPITRE 2 : LA DURABILITE DES BETONS VIS-A-VIS DES  
ENVIRONNEMENTS CHIMIQUEMENT AGRESSIFS.**

---

## 1. Introduction

Ce chapitre concerne les bétons élaborés à partir des ciments dont le constituant de base est le clinker Portland associé à d'autres constituants minéraux naturels (pouzzolanes, calcaires) ou artificiels (cendres volantes, laitier, fumée de silice). Le matériau béton constitue un système très complexe formé d'un squelette granulaire plus ou moins inerte, solidarisé par des hydrates (C-S-H, hydroxyde de calcium, aluminates...) dont la porosité est irriguée par une phase liquide interstitielle fortement basique, de pH de l'ordre de 13. Les équilibres chimiques des bétons plus ou moins établis à long terme peuvent être perturbés sous l'influence du milieu extérieur, en particulier par l'action d'agents agressifs externes dont il sera principalement question ici.

Le béton fabriqué conformément aux règles de l'art est un matériau normalement durable si ses qualités intrinsèques (compacité, perméabilité, diffusivité) sont adaptées au milieu auquel il est exposé. Ces qualités intrinsèques sont en relation avec la composition du béton (type, classe et dosage du ciment, teneur en éléments fins, rapport eau/ciment, qualité de l'eau de gâchage, nature minéralogique des granulats, adjuvants...) et avec sa mise en œuvre (vibration, cure, respect de l'enrobage des armatures...). Cependant, au contact avec les milieux chimiquement agressifs, des précautions particulières supplémentaires sont nécessaires si l'on veut obtenir des bétons résistants et durables. Pour concevoir des bétons résistants aux milieux agressifs, il convient de connaître la nature de l'agent agressif ainsi que son degré d'agressivité. Cette connaissance permettra d'optimiser la formulation du béton en fonction de sa destination. Les liants qui conduisent à une teneur en portlandite limitée dans le béton durci sont ceux qui résistent le mieux à la plupart des agressions chimiques.

## 2. Processus et conséquences des attaques chimiques

L'attaque du béton au contact d'une eau pure ou d'une solution agressive se produit généralement selon deux processus ou mécanismes majeurs à savoir :

- La dissolution et l'hydrolyse des composés hydratés,
- La précipitation des composés solubles extraits dans le premier processus.

La dissolution d'un composé dans l'eau peut être accompagnée du phénomène d'hydrolyse qui est une réaction particulière qui se produit lors de la dissolution dans l'eau d'un sel d'acide fort et de base faible (chlorure d'ammonium  $\text{NH}_4\text{Cl}$  par exemple) ou d'un sel de base forte et d'acide faible (C-S-H par exemple).

En ce qui concerne le béton on parle plus généralement de lixiviation qui est une opération qui consiste à faire passer lentement un solvant à travers un matériau en couche épaisse afin d'en extraire un ou plusieurs constituants solubles. C'est le terme souvent employé pour décrire le phénomène d'extraction progressive des ions calcium (dissolution de  $\text{Ca(OH)}_2$  et décalcification des C-S-H) lors de la percolation des solutions agressives dans le béton. La lixiviation peut être décrite comme une dissolution progressive résultant d'une succession d'états d'équilibre entre les hydrates et la solution : au fur et à mesure que les ions agressifs arrivent au contact des hydrates, l'équilibre entre ces hydrates et la solution interstitielle est rompue, mais il est aussitôt rétabli par une nouvelle dissolution des hydrates et/ou par la précipitation d'un nouveau composé selon que la solution est sous-saturée ou sursaturée par rapport à ce composé. Les composés précipités peuvent être nocifs ou non vis-à-vis de la durabilité du béton. À titre d'exemple, la précipitation du carbonate de calcium  $\text{CaCO}_3$ , due à l'action de l'acide carbonique sur les composés calciques du béton  $\text{Ca(OH)}_2$  et C-S-H, réduit la porosité de la peau du béton et peut constituer une barrière plus ou moins protectrice vis-à-vis de la pénétration des substances agressives dans le matériau (REGOURD M, 1976)[17]

La dissolution des hydrates, accompagnée ou non de la précipitation de composés nouveaux, a deux conséquences (effets) majeurs :

- 1) L'augmentation de la porosité du béton et par conséquence une augmentation de sa perméabilité et de sa diffusivité. Cette augmentation se traduit également par une dégradation plus ou moins importante des caractéristiques mécaniques (module de Young et résistances mécaniques) ; (KAMALI S, 2003/4) [18];
- 2) Le gonflement et la fissuration plus ou moins importants du béton à cause de l'ettringite qui est due à une agression par des sulfates d'origine externe.

Toutefois, à la faveur des cycles climatiques d'humidification et séchage subis par le béton, certains sels très solubles, tels que NaCl en milieu marin ou industriel, peuvent cristalliser dans les premiers millimètres et entraîner la desquamation du matériau. Dans d'autres cas, au contraire, le sel précipité, très peu soluble, peut participer plus ou moins à la protection du béton (le cas du carbonate de calcium, les oxalates ou les phosphates qui forment avec la chaux des composés insolubles).

La dissolution des hydrates et la précipitation de produits nocifs peuvent conduire à des dégradations du béton dont les conséquences peuvent être uniquement esthétiques mais qui peuvent parfois mettre en péril la stabilité mécanique de l'ouvrage. Les actions chimiques sont couplées aux actions environnementales ainsi qu'aux contraintes mécaniques liées au

fonctionnement de l'ouvrage. L'approche « holistique », schématisée par la Figure ??, a été proposée par Mehta, (MEHTA.P. K, 1994, 2006) [19] pour prendre en compte tous les aspects de la durabilité.

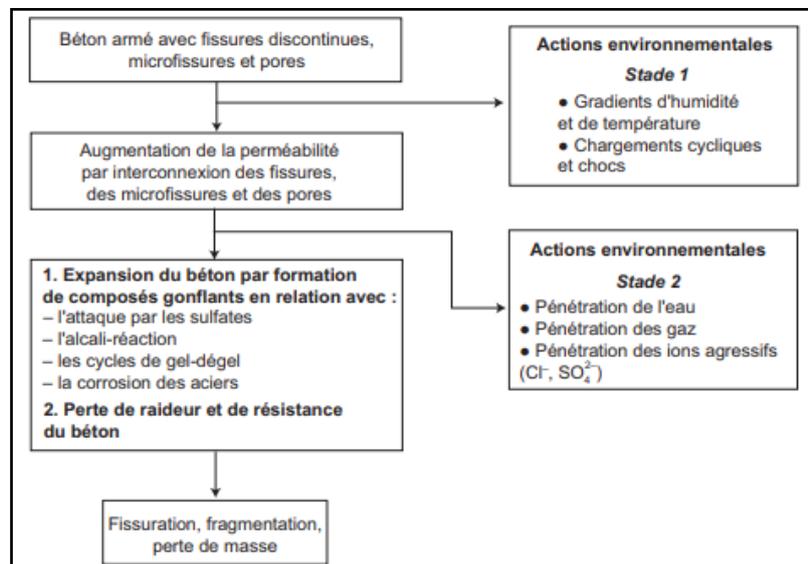


Fig.2. 1 Modèle holistique de Mehta  
Source : MEHTA,1994[20]

### 3. Paramètres de la durabilité chimique

L'étude de la durabilité du béton nécessite de prendre en compte un ensemble de paramètres qui sont généralement interactifs. Ces paramètres permettent de déterminer le comportement du béton vis-à-vis des différents agresseurs chimiques. Les différents paramètres de la durabilité chimique sont :

#### 3.1. Les paramètres liés au matériau

- Chimie et minéralogie du ciment (type de constituants et teneurs en additions minérales). Les laitiers de haut-fourneau, cendres volantes, pouzzolanes et les fumées de silice peuvent être rajoutés en tant que constituants des ciments ou en tant qu'additions dans les bétons. Ils sont généralement favorables à la résistance chimique du béton parce qu'ils réduisent la basicité globale du matériau en consommant la chaux libérée par l'hydratation des silicates  $C_3S$  et  $C_2S$ . Ils contribuent également à l'amélioration de la microstructure du béton (BARON J., OLLIVIER J.-P, 1999) [21].
- Teneur potentielle en portlandite  $Ca(OH)_2$ , ce composé est le plus facilement solubilisable vis-à-vis des attaques chimiques. Il est considéré comme un indicateur majeur de durabilité.
- Teneurs en aluminat tricalcique  $C_3A$  et en silicate tricalcique  $C_3S$ . Au contact de l'eau de mer et dans les milieux fortement chargés en sulfates, le  $C_3A$  peut se transformer en ettringite expansive.

- Formulation et nature minéralogique des granulats. L'auréole de transition plus ou moins poreuse et de la structure particulière qui existe entre les granulats et le liant joue un rôle plus ou moins important dans les processus de transfert des ions agressifs dans le béton (BOURDETTE B, 1994) [22]. Elle dépend de la nature minéralogique des granulats et de la formulation du béton.
- Propriétés de transfert du béton dépend de sa capacité à résister à la pénétration des agents agressifs liquides ou gazeux. Elles sont représentées essentiellement par deux indicateurs majeurs de durabilité que sont la diffusivité et la perméabilité, toutes deux en relation avec la compacité. La compacité est elle-même assurée par une formulation optimisée du squelette granulaire du béton (BARON J., OLLIVIER J.-P, 1999) [21].

### 3.2. Les paramètres liés à l'environnement

- Nature physique (solide, liquide, gaz) et chimique (acide, base, sel) de l'agent agressif. Les milieux liquides sont essentiellement les eaux pures ou plus ou moins chargées et des solutions d'acides, de bases et de sels d'origine naturelle ou artificielle. Les milieux gazeux sont d'origine naturelle, industrielle ou domestique (CO, CO<sub>2</sub>, SO<sub>2</sub>, NO<sub>x</sub>, H<sub>2</sub>S) dans les ouvrages d'assainissement ou encore le chlore dégagé lors d'incendies. Ces gaz s'oxydent dans des conditions données de température et d'humidité.
- Conditions climatiques générales et locales (immersion, semi-immersion, marnage, aérien, humidité relative, température, cycles, mobilité).

### 3.3. Paramètres liés à la structure

Les problèmes de durabilité nécessitent de prendre en compte les effets des contraintes mécaniques liées au fonctionnement de l'ouvrage : chargements, fatigue, dilatations et retraites différentiels. Ces contraintes peuvent engendrer des fissurations qu'il convient de bien différencier de celles qui sont produites sous l'effet d'un agent agressif. Ces fissurations sont susceptibles d'accélérer et d'aggraver d'éventuelles attaques chimiques qui sont susceptibles elles-mêmes d'affaiblir la structure.

### 3.4. Paramètres économiques

Les contraintes économiques locales imposent parfois le choix de matériaux (granulats, ciment) non optimisés vis-à-vis de la durabilité. Si l'importance de l'ouvrage le justifie, il peut être envisagé de mettre en œuvre une approche performantielle basée sur l'équivalence de performance d'une formule donnée de béton par rapport à un béton de référence conforme aux exigences de la norme NF EN 206-1[14] pour l'environnement considéré, la démonstration de l'équivalence devant être faite.

## 4. Différents types de milieux agressifs et mécanisme d'attaque associés

### 4.1. Eaux naturelles (pures et douces)

#### 4.1.1. Paramètres d'agressivité des eaux

L'agressivité des eaux naturelles dépend :

- Du *pH* (compris entre 4 et 6,5 suivant les cas),
- De la teneur en dioxyde de carbone agressif (surplus de dioxyde de carbone libre par rapport au dioxyde de carbone équilibrant),
- De la dureté ou titre hydrotimétrique (principalement  $[Ca^{2+}] + [Mg^{2+}]$ ),
- De la mobilité du milieu agressif.

#### 4.1.2. Mécanismes d'attaques des eaux naturelles

Le processus d'altération correspond essentiellement à la lixiviation des ions  $Ca^{2+}$  de la portlandite  $Ca(OH)_2$  et des silicates de calcium hydratés C-S-H (accompagnée de la dissolution plus tardive des phases AFm et AFt). Il conduit à une augmentation de la porosité et, dans les cas les plus graves, à la dégradation des propriétés mécaniques du matériau.

Dans la pratique, les attaques se réduisent le plus souvent à une érosion superficielle millimétrique. Elles peuvent également se manifester sous formes d'efflorescences inesthétiques sur les parements. L'action dissolvante de l'eau ne peut être complètement négligée. Par exemple, les eaux très peu minéralisées, de titre alcalimétrique inférieur à 0,1 mé./L sont classées dans la catégorie des environnements à forte agressivité chimique (classe d'exposition XA3) dans le fascicule de documentation FD P18-011. Pour une eau déionisée de *pH* 7, l'attaque consiste principalement en une dissolution progressive des différents hydrates suivant des fronts successifs dépendant de la solubilité des hydrates dont les constantes à l'équilibre sont données dans le Tableau suivant. On remarque que la portlandite est l'hydrate le plus soluble. Sa solubilité, qui diminue quand la température augmente, est donnée dans le Tableau (**Tab.2.1**). Viennent ensuite, dans l'ordre décroissant des solubilités, les C-S-H, le mono-sulfoaluminate puis l'ettringite (KONECNY L, 1991). [23]

**Tab. 2. 1. Produits de solubilité des hydrates de ciment.**

Hydrates	$pK = -\log (K_{eq})$
Portlandite	5.2
C-S-H	$pK = 5.84_{(C/S)} + 2.02$ [FUJ 81] $pK = 14.75_{(C/S)} + 0.083$ [GLA 87] C/S = rapport molaire du C-S-H
Mono-sulfoaluminate	29.25
Ettringite	43.9

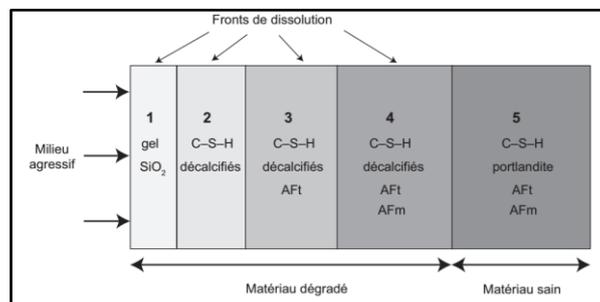
Source : KONECNY L, 1991[23]

**Tab2. 2. Solubilité de la portlandite en fonction de la température.**

T (°C)	0	15	20	30	40	50	60
Solubilité (g/L)	1.31	1.29	1.23	1.13	1.04	0.96	0.86

Source : KONECNY L, 1991[23]

La figure schématique suivante (**Figure 2.2**) montre le processus de lixiviation du béton. Le passage en solution de la portlandite, la décalcification progressive des C-S-H, accompagnés de la solubilisation des phases sulfoaluminates AFm et AFt, conduisent à la formation en surface du matériau d'un gel de silice sans cohésion. Ce processus d'attaque dépend beaucoup des propriétés de transfert du matériau mais aussi de la mobilité du milieu agressif et de son taux de renouvellement. Les silicates et les aluminates, moins solubles, sont attaqués plus tardivement lorsqu'une grande partie de  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  a déjà été dissoute et que la composition de la solution interstitielle du béton n'est plus déterminée par l'équilibre avec la portlandite, mais par l'équilibre avec les autres composés hydratés.



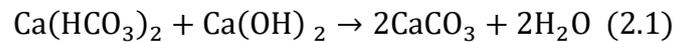
**Fig. 2.2. Représentation schématique de la dégradation d'une pâte de ciment soumise à la lixiviation par une eau pure déionisée stabilisée à pH 7**

Source : ADENOT F., FAUCON P, 1992 ; 1996[24]

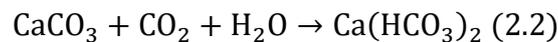
La dégradation éventuelle peut être due, soit à une érosion superficielle provoquée par la circulation d'eau à la surface du béton, soit à une percolation du liquide sous gradient de pression hydraulique à travers le matériau (cas des tunnels). Elle peut conduire à des pertes de masse et d'alcalinité dues en particulier à la lixiviation du calcium des hydrates, qui induit une augmentation de la porosité et de la perméabilité. La dégradation peut se traduire également par une diminution des résistances mécaniques. Le lessivage des ions calcium se manifeste souvent visuellement, par la formation de concrétions, de stalactites, de coulures ou d'efflorescences blanchâtres. Ces formations sont dues à la précipitation, à la surface du béton, de carbonate de calcium à partir de la solution percolante riche en calcium venue au contact du  $\text{CO}_2$  atmosphérique.

Lorsque l'eau est chargée en dioxyde de carbone agressif le processus de dégradation se déroule selon un mécanisme de dissolution/précipitation. L'eau amenée à percoler à travers le béton se sature progressivement en bicarbonates en raison de la dissolution de la portlandite et, à un

degré moindre, des C-S-H. Les bicarbonates solubles entraînés par le flux d'eau correspondent à une zone de dégradation du béton. Lorsque la solution de bicarbonates vient en contact avec d'autres cristaux de portlandite, le carbonate de calcium, très peu soluble, précipite, ce qui accroît momentanément la compacité du béton en diminuant la section de percolation :



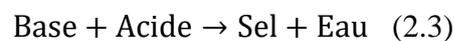
La précipitation de carbonate de calcium permet à nouveau la formation de bicarbonate et le cycle lixiviation de la chaux, formation de bicarbonates, précipitation de carbonates se répète, théoriquement jusqu'à épuisement de la chaux :



Ainsi, les ciments sont d'autant plus résistants à l'attaque par les eaux douces qu'ils sont moins riches en chaux. C'est le cas des ciments contenant des constituants minéraux tels que les laitiers, les cendres silico-alumineuses, les pouzzolanes naturelles, les fumées de silice, dont l'hydratation libère peu de portlandite et produit des C-S-H abondants de rapports molaires CaO/SiO<sub>2</sub> plus faibles.

## 4.2. Milieux acides

Le béton, matériau basique par excellence, est très sensible aux milieux acides avec lesquels il réagit suivant la réaction bien connue (2.3) :



La nocivité d'un acide dépend de la solubilité du sel qu'il forme lors de la réaction avec les hydrates du ciment. Les attaques acides se font principalement suivant un mécanisme de dissolution. Suivant le cas, le phénomène de dissolution peut être accompagné de la précipitation du sel formé lors de la réaction base + acide si le sel est peu soluble. Ce sel peut avoir un effet colmatant et ralentir les réactions de dissolution.

Le produit final de dégradation par un acide peut-être un gel de silice résultant de la décalcification totale des C-S-H qui peut avoir un rôle protecteur à la surface du béton et ralentir les réactions (GRUBE H., RECHENBERG W, 1989).[25]

### 4.2.1. Les pluies acides

Les pluies acides agressives, dont le pH peut descendre jusqu'à 4, sont la conséquence directe de la pollution de l'air par les oxydes de soufre SO<sub>x</sub> d'origine industrielle ou domestique (combustion des charbons, fiouls, carburants). Le résultat est la formation d'acide sulfurique très hygroscopique qui se condense rapidement en gouttelettes susceptibles de contenir des métaux lourds (mercure, plomb, argent, cadmium) et des sulfates (d'ammonium, de sodium).

Les oxydes d'azote  $\text{NO}_x$  également présents se transforment en acide nitrique. La composition et le pH des pluies peuvent varier en fonction de la saison et des conditions locales (KREIJGER P.C. 1983).[26]

Les pluies acides peuvent provoquer des dégradations superficielles suivant des processus plus ou moins complexes faisant entrer en jeu des phénomènes de dissolution dus aux acides (sulfurique, nitrique, carbonique) et d'expansion dus à la cristallisation de sels, tels que le gypse (salissures des façades) ou l'ettringite. [27]

#### **4.2.2. Les acides minéraux**

Les acides chlorhydrique et nitrique, acides minéraux forts qui par réaction avec la chaux du ciment donnent naissance respectivement, au chlorure de calcium  $\text{CaCl}_2$  et au nitrate de calcium  $(\text{NO}_3)_2\text{Ca}$ , sels très solubles, sont très agressifs vis-à-vis des ciments Portland (ZIVICA V., BAJZA A, 2001, 2002). [28]

L'acide sulfurique  $\text{H}_2\text{SO}_4$ , formé lors de l'oxydation de l'hydrogène sulfuré produit dans les réseaux d'assainissement ou par condensation à partir du  $\text{SO}_2$  atmosphérique, est doublement agressif par son acidité et par l'anion  $\text{SO}_4^{2-}$  qui peut conduire à la formation de sels expansifs tels que le gypse et l'ettringite (DUGNOLLE E, 2004).[29]

L'acide phosphorique  $\text{H}_3\text{PO}_4$ , qui entraîne la précipitation de phosphates de calcium très peu solubles, est modérément agressif, mais provoque une désintégration lente du béton.

#### **4.2.3. Les acides organiques**

Ce type d'acide est rencontré fréquemment dans les effluents rejetés par les industries chimiques (fabriques d'engrais, papeteries, teintureries, tanneries...) et agroalimentaires (vinaigreries, laiteries, fromageries, distilleries, conserveries, élevages...). Ils sont généralement moins agressifs que les acides minéraux. Ils peuvent dans certains cas avoir un effet colmatant sur le béton : c'est le cas par exemple, de l'acide tartrique ou de l'acide oxalique. Les acides organiques tels que les acides acétique, lactique, butyrique, formique, contenus dans certaines eaux usées, attaquent les constituants calciques du ciment. Ces acides faibles, peu dissociés, sont généralement modérément agressifs et provoquent des dégradations lentes.

Des dégradations importantes du béton sont observées en milieu agricole dans des silos ou cuves destinés à contenir les fourrages, fumiers, purins et sur des dallages d'étables (érosion, déchaussement des granulats, pertes de masses, mise à nu des aciers...). Le matériau est fortement attaqué par l'acide lactique et l'acide acétique provenant des aliments fermentés. Le processus d'attaque est de même nature que celui qui est observé avec les acides forts

(essentiellement dissolution des composés calciques avec production de sels de calcium solubles). Dans les tourbières et les marécages, les acides humiques sont susceptibles d'atteindre des concentrations élevées (le pH peut s'abaisser jusqu'à 4) ; (DE BELIE N et al, 1997).[30]

Il est nécessaire de mettre en œuvre des mesures pour réduire les risques d'attaque par les acides biologique tel que l'utilisation des ciments à faible teneur en chaux, bétons de faible rapport E/C et mettre des revêtements résistants tels que les résines et les bitumes.

### **4.3. Milieux sulfatiques**

L'action des sulfates sur le béton fait intervenir un certain nombre de phénomènes physico-chimiques complexes, dépendant de nombreux paramètres (type de sulfate, type de ciment, formule du béton, classe d'exposition...). Les réactions chimiques auxquelles elle conduit ainsi que leurs conséquences physiques (augmentation de la porosité, expansion...), peuvent provoquer des dégradations plus ou moins importantes et l'action des sulfates est généralement considérée comme un risque sérieux (NEVILLE A., 2004) [31].

#### **4.3.1. Origine des sulfates**

Les sulfates peuvent provenir :

- Du régulateur de prise ajouté au ciment (gypse, hémi-hydrate, anhydrite) lors de sa fabrication. La teneur en  $\text{SO}_3$  des ciments est limitée par la norme NF EN197-1[9] à 3,3 % ou 4 % selon la classe de résistance du ciment.
- Du clinker lui-même (sulfates alcalins : arcanite  $\text{K}_2\text{SO}_4$ , aphtitalite  $\text{K}_3\text{Na}(\text{SO}_4)_2$ , langbeinite  $\text{Ca}_2\text{K}_2(\text{SO}_4)_3$ ).
- De l'utilisation de granulats pollués par des sulfates d'origine naturelle ou artificielle (gypse, plâtre, anhydrite ou encore pyrites). La norme NF XP P18-545 [32] limite la teneur en soufre total et la teneur en sulfates solubles dans les granulats naturels pour béton à 0,4 % en soufre ou 0,8 % en  $\text{SO}_3$ .
- Du milieu extérieur où ils se trouvent sous forme solide (sols gypseux, anhydrite, pyrites), liquide (eaux naturelles percolant à travers les sols et solutions plus ou moins concentrées d'origine diverses), ou gazeuse (pollution atmosphérique par le  $\text{SO}_2$ ), (TAYLOR H.F.W. 1997).[33]

#### **4.3.2. Mécanismes de dégradation par sulfates**

Les dégradations du béton par les sulfates ont lieu selon deux processus principaux indissociables :

- La lixiviation des constituants calciques  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  et C-S-H du liant, il constitue un aspect majeur du processus de dégradation dont la conséquence est un accroissement de

la porosité du matériau. L'accroissement de porosité se traduit par une augmentation de la perméabilité et de la diffusivité qui accélère le transfert des ions agressifs dans le matériau. Les réactions chimiques conduisent à la formation de gypse puis la portlandite.

- La précipitation de sels pouvant provoquer de l'expansion : gypse et surtout ettringite qui résulte de la réaction du gypse avec les aluminates de calcium du liant.

Toutes ces réactions, qui se produisent à l'échelle microscopique, se traduisent sur l'ouvrage par l'endommagement du béton, la formation de fissures plus ou moins importantes et des pertes de raideur et de résistances mécaniques. L'accroissement de la perméabilité dû à la fissuration du matériau peut accélérer les dégradations.

#### **4.3.3. Les différentes catégories d'ettringite**

L'ettringite existe sous différentes formes dans le béton et sa présence n'est pas le signe automatique d'une attaque sulfatique. Son caractère expansif ou non dépend des conditions physico-chimiques de sa formation en relation avec la composition chimique et minéralogique du ciment (teneurs en  $C_3A$ ,  $C_3S$ ,  $SO_3$ ...), la formule du béton (dosage en ciment, E/C, teneur en fines...) et les conditions environnementales (nature du sulfate, température, hygrométrie...). Les différentes catégories d'ettringite sont (AFGC-RGCU, 2007) [34];

- Ettringite de formation primaire qui est un produit normal de l'hydratation des ciments dû à la réaction du  $C_3A$  avec le régulateur de prise (gypse, hémi-hydrate, anhydrite auxquels il faut ajouter les sulfates contenus dans le clinker proprement dit). Cette ettringite n'a aucun effet délétère. Il s'agit de celle, également, qui est à l'origine du durcissement des ciments spéciaux de type sur-sulfaté ou sulfo-alumineux.
- Ettringite de formation secondaire pouvant générer des gonflements, en relation avec un apport de sulfates externes dans les bétons formulés avec des ciments non résistants aux sulfates (ciments à teneur élevée en  $C_3A$  et en  $C_3S$ ).
- Ettringite de formation secondaire ne provoquant pas d'expansion résultant de phénomènes de dissolution/recristallisation dus à la percolation d'eau dans le matériau poreux ou fissuré. Cette ettringite n'a pas de caractère expansif en elle-même mais peut accompagner des phénomènes d'expansion. C'est aussi celle qui est observée dans les fissures provoquées par l'ettringite de formation différée dans les bétons ayant subi un échauffement.

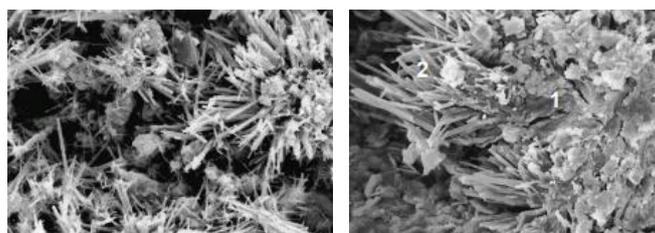
#### **4.3.4. Mécanismes d'expansion de l'ettringite**

Le mécanisme d'expansion de l'ettringite est en relation avec les pressions de cristallisation élevées développées, au niveau des sites réactifs (aluminates anhydres ou hydratés), dans des espaces microporeux et confinés de la pâte de ciment où règnent des conditions de sursaturation

vraisemblablement très élevées. En présence de chaux la formation d'ettringite provoque un gonflement important ; en l'absence de chaux et pour une même quantité d'ettringite formée, aucun gonflement n'est observé.

L'ettringite a deux faciès principaux selon qu'elle résulte d'une précipitation en milieu non confiné dans les espaces libres du matériau, ou d'une réaction localisée sur un site réactif (aluminat), en milieu confiné. Le premier faciès correspond à celui de l'ettringite primaire (bien cristallisée) ne provoquant pas d'expansion et se présentant sous forme d'aiguilles (**Fig.2.3**). Le second est caractérisé l'ettringite secondaire (malcristallisée) pouvant provoquer de l'expansion, d'aspect plus ou moins amorphe et sans forme cristalline nettement exprimée (**Fig.2.4**). Le faciès de cette dernière suggère bien les conditions de confinement dans lesquelles elle s'est formée ainsi que son mode de formation topochemique. Ces deux faciès peuvent coexister : la percolation d'eau dans le béton attaqué par les sulfates entraîne la dissolution et la recristallisation de l'ettringite d'origine topochemique qui reprécipite sous une forme bien cristallisée dans les microfissures et les pores résultant de l'attaque. Il s'agit dans ce cas d'ettringite secondaire non expansive (MEHTA P.K, 1973). [35]

Entre les deux faciès principaux il existe de nombreux faciès intermédiaires observables dans tous les bétons, dégradés ou non, et le seul faciès tel qu'observé au MEB ne suffit pas au diagnostic d'une attaque sulfatique. La mise en œuvre des autres techniques d'analyse physico-chimique est indispensable.



**Fig. 2. 3. Ettringite primaire bien cristallisée (à gauche) et secondaire massive formée en milieu confiné (à droite)**

**Source : MEHTA P.K, 1973[35]**

#### **4.3.8. Formation de thaumasite (cas particulier)**

La thaumasite est un sulfo-silico-carbonate de calcium de formule générale  $\text{CaSiO}_3 \cdot \text{CaSO}_4 \cdot \text{CaCO}_3 \cdot 15\text{H}_2\text{O}$ . Elle est une forme particulière d'attaque sulfatique. La formation de ce composé, dans des mortiers (maçonneries anciennes) et des bétons (fondations, pieux, tunnels...), peut engendrer des dégradations importantes. Toutefois la présence de thaumasite n'est pas toujours associée à des dégradations (forme nocive et forme non nocive) (CRAMMOND N, 2002). [36]

La formation de thaumasite peut provoquer la dégradation des bétons dans les conditions suivantes : température inférieure à 15 °C, présence d'eau, existence de sources de sulfates, de carbonates (fines calcaires ou CO<sub>2</sub> atmosphérique ou dissout), de silice réactive (C-S-H). Le mécanisme de dégradation essentiellement une destruction des C-S-H entraînant leur transformation en un produit sans cohésion ayant la consistance d'une boue. La thaumasite est souvent accompagnée d'ettringite avec laquelle elle présente de grandes analogies de structure et de faciès cristallin et à partir de laquelle elle peut se former. Par ailleurs, la présence d'alumine (provenant en particulier du C<sub>3</sub>A du ciment) accélère sa formation.

Dans le cas de la thaumasite, les composés subissant les transformations les plus importantes sont les C-S-H, qui sont consommés dans les réactions avec les sulfates et les carbonates. Le résultat observé est un composé riche en silice, en carbonate et en sulfate mais ne contenant pas (ou très peu) d'alumine. Par ailleurs, la désagrégation du béton se traduit par la formation d'un produit sans cohésion, de consistance molle, résultant essentiellement de la dégradation des C-S-H. Un exemple de béton dégradé par formation de thaumasite est donné par la figure suivante.

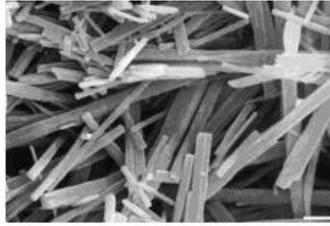


**Fig. 2.4. Béton dégradé par formation de thaumasite (perte totale de cohésion et mise à nu de l'armature)**

**Source : CRAMMOND N, 2002[36]**

La thaumasite peut se former selon deux voies différentes : formation directe à partir des C-S-H qui réagissent avec les ions SO<sub>4</sub><sup>2-</sup>, CO<sub>3</sub><sup>2-</sup>, Ca<sup>2+</sup> et un excès d'eau ; ou formation à partir de woodfordite, solution solide résultant de la réaction de l'ettringite avec les C-S-H, les ions carbonate et les ions Ca<sup>2+</sup>.

Il est également possible que la thaumasite est formée à partir de l'ettringite suivant un processus de nucléation de la thaumasite sur la surface de l'ettringite favorisé par les similitudes de structure cristalline des deux composés. La formation de thaumasite à partir de l'ettringite a été observée en particulier dans des ouvrages anciens où elle constituait le stade ultime des dégradations. L'analyse par diffraction des rayons X permet de distinguer la thaumasite par ses raies principales relativement proches. Le faciès cristallin de la thaumasite est illustré par la Figure suivante.



**Fig. 2.5. Thaumasite observée au MEB**

Source : CRAMMOND N, 2002[36]

Les principales mesures préventives vis-à-vis de ce type d'attaque sont la formulation d'un béton compact, le choix d'une formule de béton évitant autant que possible la présence de fines calcaires, l'utilisation de ciments à forte teneur en laitier de haut-fourneau et une protection de l'ouvrage contre les venues d'eau.

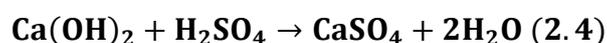
#### **4.4. Milieux biochimiques**

##### **4.4.1. Cas des eaux usées**

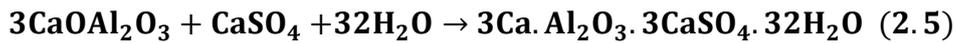
Dans les réseaux d'assainissement la présence d'hydrogène sulfuré  $H_2S$ , susceptible de s'oxyder en acide sulfurique  $H_2SO_4$ , peut être à l'origine de dégradations du béton. L'origine de  $H_2S$  gazeux, non agressif en tant que tel, se trouve dans les eaux résiduaires qui contiennent de nombreux composés soufrés sous forme organique (protéines animales ou végétales) ou inorganique (sulfates et sulfonates apportés par les détergents). Ces eaux transportent des quantités importantes de bactéries, en particulier des bactéries sulfato-réductrices à l'origine de la formation de sulfures solubles par réduction des composés soufrés. Dans un milieu pauvre en oxygène, cela entraîne le dégagement d'hydrogène sulfuré. [37]

Sur la paroi interne de l'élément concerné se forme une masse gélatineuse adhérente (le biofilm) d'une épaisseur de 1 à 3 mm environ, dont la composition dépend de la quantité d'oxygène dissout dans l'effluent, qui détermine elle-même l'importance du dégagement d' $H_2S$ . Lorsque le milieu est pauvre en oxygène ( $[O_2] < 0,1 \text{ mg/L}$ ), les sulfures provenant de la réduction des composés soufrés par les bactéries sulfato-réductrices ne sont pas tous oxydés. L'accroissement de la concentration en sulfures solubles conduit au dégagement d'hydrogène sulfuré gazeux. (Fig2.6)

Dans le processus d'attaque du béton interviennent principalement les sulfo-bactéries de type thiobacillus thiooxydans (ou «concretivorus») dont la particularité est d'utiliser l'hydrogène sulfuré dans leur métabolisme et de le rejeter sous forme d'acide sulfurique  $H_2SO_4$ , très agressif vis-à-vis du béton suivant un double mécanisme d'attaque acide et d'attaque sulfatique schématisé ci-après :



Et :



L'attaque acide conduit à la dissolution de la chaux de l'hydroxyde de calcium et des C-S-H. L'attaque sulfatique conduit à la formation d'ettringite pouvant être expansive. En outre, la présence d'acide peut provoquer la dépassivations des aciers d'armatures et leur corrosion.

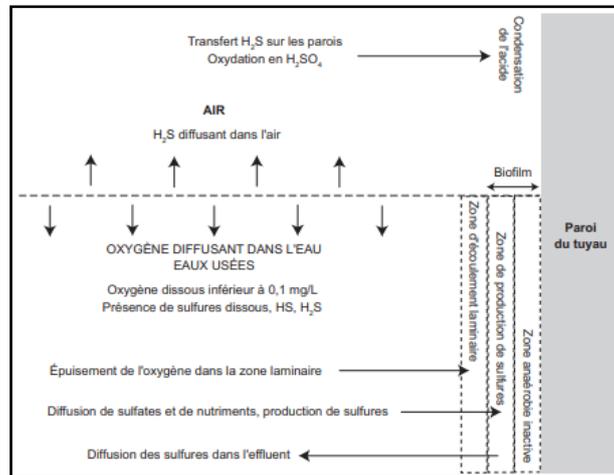


Fig. 2. 6. Mécanisme des attaques biochimiques (effluent pauvre en oxygène dissout)

Source : COLIN F., MUNK-KOEFED N, 1987[37]

#### 4.4.2. Cas des effluents agricoles et agro-alimentaires

Les effluents agricoles et agroalimentaires (lisiers, jus d'ensilage, lactosérum...) sont des produits constitués initialement de matières organiques complexes, qui, sous l'action de bactéries identifiées, aérobies ou anaérobies, sont transformés en acides organiques. Compte tenu des différences de pH finaux des jus obtenus, les attaques acides vis-à-vis des matériaux cimentaires vont conduire à des résultats sensiblement différents :

- Dans le cas du lisier, l'altération se traduit par la combinaison de deux phénomènes : une progressive dissolution des phases initiales de la pâte de ciment avec une décalcification partielle liée à l'exposition de la matrice à la solution de pH 6 – 8, et une carbonatation intense de la matrice liée à la respiration des bactéries. La carbonatation des échantillons, rendue possible par les niveaux de pH, permet de limiter les cinétiques de dégradation et l'intensité de la décalcification de la matrice.
- Pour les lactosérums, ou les jus d'ensilage, pour lesquels le pH est de 4, les mécanismes d'altération se traduisent par une décalcification quasi-totale de la matrice et sont très similaires à ceux obtenus au cours de l'agression par les acides organiques à pH 4. La zone dégradée des échantillons est constituée d'oxydes de silicium, aluminium et fer et sa structure est quasi amorphe.

Pour ces environnements, la portlandite étant le premier hydrate attaqué, il convient d'en limiter la teneur en privilégiant les ciments à forte teneur en C<sub>2</sub>S et les additions à caractère hydraulique

latent (laitier) ou pouzzolanique (cendres volantes, fumées de silice...). Par ailleurs, il convient de fabriquer des bétons compacts peu perméables, de diffusivité faible, incorporant des granulats résistants aux acides.

#### 4.5. Autres milieux

- Les nitrates. Sauf dans le cas des nitrates d'ammonium et d'aluminium, ces sels sont peu agressifs.
- Les sels d'ammonium, nitrate, chlorure, acétate, phosphate et sulfate, sont très agressifs et réagissent suivant un mécanisme d'échange de base  $2\text{NH}_4^+ \rightarrow \text{Ca}^{++}$ . La réaction conduit à la formation de nitrate de calcium très soluble et à un dégagement gazeux d'ammoniac. La réduction de basicité due au dégagement d'ammoniac empêche la réaction d'atteindre l'équilibre. La conséquence est un lessivage progressif de la chaux de la portlandite et des C-S-H qui peut conduire à une dégradation des propriétés mécaniques du béton. La réaction avec les aluminates conduit à la formation d'un nitro-aluminate de calcium
- Les chlorures. Indépendamment de leur effet bien connu sur la corrosion des aciers, et excepté le chlorure d'ammonium très agressif, ils peuvent être légèrement agressifs vis-à-vis du béton s'ils sont en forte concentration.
- Les phosphates, hormis les phosphates d'ammonium, forment avec la chaux des sels insolubles et sont peu ou pas agressifs.
- Les oxalates, qui forment également des sels insolubles, n'attaquent pas le béton.
  - Les hydroxydes alcalins. Les solutions à 10 % d'hydroxyde de potassium, de sodium ou d'ammoniac ne sont pas agressives vis-à-vis du béton de ciment Portland. Toutefois, l'accumulation par évaporation de sels sur la face opposée à la face en contact avec la solution peut provoquer des dégradations par écaillage ou desquamation.

#### 4.6. Bilan sur les milieux agressifs

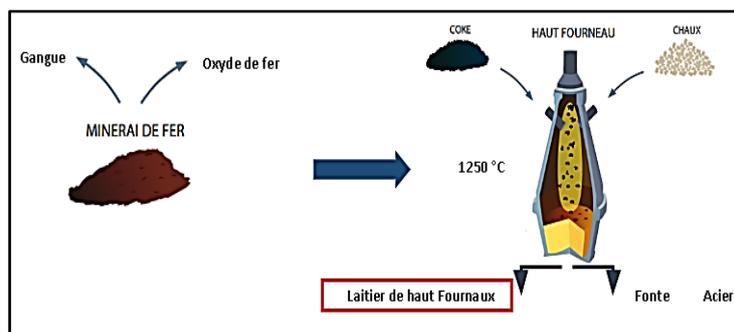
Le béton fabriqué conformément aux règles de l'art est un matériau normalement durable si ses qualités intrinsèques (compacité, perméabilité, diffusivité) sont adaptées au milieu auquel il est exposé. Ces qualités intrinsèques sont en relation avec la composition du béton (type, classe et dosage du ciment, teneur en éléments fins, rapport eau/ciment, qualité de l'eau de gâchage, nature minéralogique des granulats, adjuvants...) et avec sa mise en œuvre (vibration, cure, respect de l'enrobage des armatures...). Cependant, au contact avec les milieux chimiquement agressifs, des précautions particulières supplémentaires sont nécessaires si l'on veut obtenir des bétons résistants et durables.

Pour concevoir des bétons résistants aux milieux agressifs, il convient de connaître la nature de l'agent agressif ainsi que son degré d'agressivité. Cette connaissance permettra d'optimiser la formulation du béton en fonction de sa destination. Les liants qui conduisent à une teneur en portlandite limitée dans le béton durci (liants pouzzolaniques ou contenant des laitiers de haut-fourneau, ...) sont ceux qui résistent le mieux à la plupart des agressions chimiques. A titre d'exemple, les ciments préconisés en présence de sulfates sont les ciments PM et les ciments ES conformes respectivement aux normes NF P15-317[38] (ciments pour travaux à la mer) et NF P15-319 [39] (ciments pour travaux en eaux à haute teneur en sulfates). Ces normes donnent des spécifications particulières, en particulier sur la composition chimique des ciments (teneurs en MgO, SO<sub>3</sub>, C<sub>3</sub>A...).

## 5. Principaux additifs minéraux ajoutés au béton

### 5.1. Laitier de haut fourneau (GGBS)

Le laitier de haut fourneau est un sous-produit industriel provenant des déchets du minerai de fer et de coke. A la base du haut-fourneau, la fonte et le laitier sont séparés par densité en utilisant un dispositif de siphonage. [40]



**Fig.2. 7. Principe d'obtention des laitiers de haut fourneau**  
Source : BENSALFI, 2019, [40]

On peut obtenir deux types de laitiers de haut fourneau suivant le processus de refroidissement:

- Le laitier de haut fourneau est dit cristallisé lorsqu'il se refroidit et se cristallise lentement à l'air sous forme de roche dure. Après le début de la solidification, ce laitier est arrosé afin d'en abaisser la température puis fragmenté, concassé et criblé.
- Le laitier de haut fourneau est dit vitrifié, ou granulé, s'il est trempé brutalement dans l'eau (arrosage violent et abondant d'eau sous haute pression). L'énergie calorifique contenue dans le laitier en fusion provoque son explosion et forme instantanément de fines particules d'un produit vitreux désordonné. Il possède ainsi une énergie interne plus élevée qu'à l'état cristallin, ce qui le rend plus réactif chimiquement. Lors de son hydratation, le laitier évoluera sous une forme cristalline stable pouvant être mise à profit pour les formulations de ciments ou de bétons.

Le laitier granulé nécessite beaucoup d'eau pour son refroidissement brutal et son passage de l'état liquide à l'état solide. Le calcul du bilan thermique, qui tient compte de la variation de l'enthalpie, quand le laitier passe de 1400 °C à moins de 100°C, montre qu'il faut près de 600 litres d'eau par tonne de laitier (BENSAIFI.F, 2019.) [40]



Fig. 2. 8 Laitier de haut fourneau (Rocheux et Granulé)  
Source : BENSAIFI.F, 2019 [40]

Le laitier de haut-fourneau vitrifié (granulé) possède des propriétés particulières. Il a une structure vitreuse, c'est-à-dire une structure où les atomes sont désordonnés, contrairement à un cristal. On parle aussi de solide amorphe. Sa composition chimique peut varier dans de larges limites, suivant la pureté du minerai, la nature et la quantité des fondants, la nature du combustible et le procédé employé.

En effet, Les laitiers, comme les ciments Portland sont des produits à forte hydraulicité. La différence majeure est que le ciment est rapidement soluble dans l'eau, le pH de la solution est voisin 13 (Fig. 2.9), Le laitier s'hydrate très lentement si le pH est de l'ordre de 10, pour des pH supérieurs l'hydratation est plus rapide. L'emploi de laitier vitrifié dans les ciments a largement précédé la normalisation, où les ciments au laitier, appelés parfois « ciments métallurgiques ».

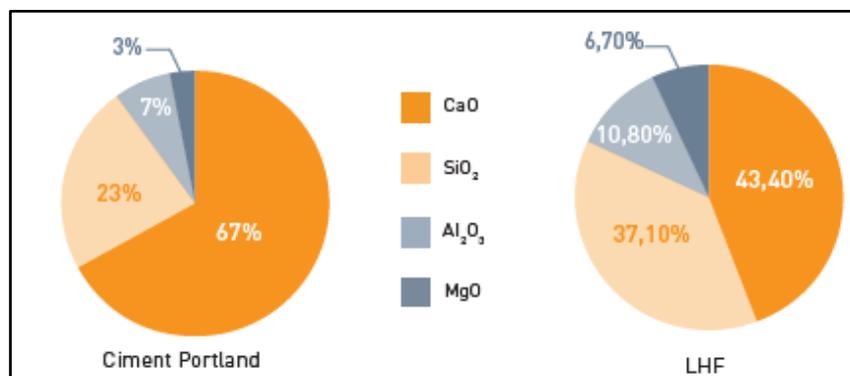


Fig. 2. 9 Comparaison des compositions chimiques des ciments Portland et des laitiers de haut-fourneau  
Source : BENSAIFI.F, 2019 [40]

## 5.2. Métakaolin (MK)

Le métakaolin (MK) est obtenu par la calcination de la kaolinite à une température entre 500°C et 800°C. Dans ce qui suit, nous présentons d'abord le kaolin, son utilisation et ses différents gisements en Algérie. Ensuite, nous présentons le métakaolin, sa structure chimique et sa composition minéralogique.

### 5.2.1. Kaolin

Le terme kaolin a été utilisé, pour longtemps, pour désigner l'argile chinoise extraite du village « Kao ling ». Actuellement, le terme kaolin désigne les minéraux ayant une composition en kaolinite ( $Al_2Si_2O_5(OH)_4$ ) supérieure à 50%. Ils peuvent être différents selon les conditions géologiques de leur formation, leurs compositions minéralogiques moyennes et leurs propriétés physiques et chimiques. Selon la littérature, il existe une multitude de kaolins, les gisements les plus importants et exploités dans le monde sont en Angleterre, en Géorgie, en Caroline (Etats-Unis) et en Amazonie (Brésil).

Le kaolin est souvent blanchâtre, la présence d'impuretés, particulièrement à base de fer ou de titane, donne au kaolin une certaine coloration. Généralement, le kaolin naturel brut contient d'autres impuretés telles que le quartz, feldspath. Le kaolin présente une grande surface spécifique (entre 10 et 100  $m^2/g$ ) et une masse volumique d'environ 2,6  $g/cm^3$ .

### 5.2.2. Principaux usages du kaolin

Le kaolin est largement utilisé dans la fabrication des ustensiles en porcelaine, des isolants électriques, des sanitaires et des matériaux car il présente l'avantage d'être très peu onéreux et disponible en gisements facilement exploitables. Quelques exemples d'utilisation du kaolin sont présentés dans le tableau suivant.

**Tab. 2. 3. Utilisations du kaolin**

Rôle	Utilisation
Couchage	Couchage de papier, peinture, encre.
Charge	Charge minérale de papier, Caoutchouc, Plastique, Polymères, adhésifs, textiles, linoléum.
Matière première	Catalyseur, fibre de verre, ciment, industrie du bâtiment, céramique, plate, filtre, fonderie, production des composés chimiques d'aluminium, production de zéolite.
Diluant, adsorbant ou transporteur	Polissage, engrais, insecticide, détergent, produits pharmaceutiques, produits de beauté, tannerie de cuirs.

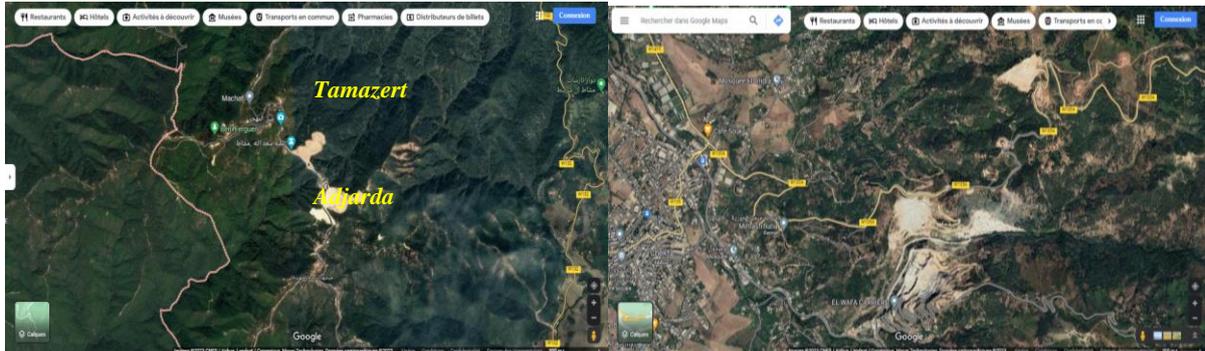
Source : RABEHI, 2013[41]

### 5.2.3. Gisements de kaolin en l'Algérie

Il existe trois grands gisements de kaolins tous situés au nord Est de l'Algérie. Deux d'entre eux, appelés les gisements de *kaolin de Tamazert* et *d'Adjarda* sont situés au niveau de la

Wilaya de **Jijel** (daïras d'El Milia et de Chekfa). Le troisième gisement est situé au niveau de **Djebel Debagh** dans la Wilaya de **Guelma**.

Le gisement de kaolin de Tamazert est divisé en trois principaux corps à savoir (**Fig. 2.10**) : le corps central le plus important en réserves, le corps nord en deuxième position et le corps Sud-Ouest le moins important en réserves mais celui qui présente la meilleure qualité.



**Fig. 2. 10. Gisements de kaolin de Tamazert et d'Adjarda (Jijel)**  
Source : Google Earth, 2021

**Le kaolin naturel de Djebel Debagh** (kaolin DD) est de formation secondaires ou sédimentaires entrainé par les eaux de ruissellement. Ce gisement est de nature hydrothermal et à proximité se trouve des sources thermales réputées. Il est connu et exploité depuis un siècle (**Fig2.11**). Les différentes qualités du kaolin DD varie avec les filons d'extraction. Certains filons donnent un kaolin pur avec une concentration d'une pureté d'oxydes métalliques inférieurs à 1% en poids.



**Fig. 2. 11. Gisement du kaolin de Djebel Debagh (Guelma)**  
Source ; Google Earth, 2021

Le kaolin DD est classifié en 4 catégories ou nuance selon leurs qualités (**Tab. 2.4**). Le kaolin DD3 est encore disponible, en revanche les autres kaolins sont épuisés. Le DD3 se présente en blocs friables composés de kaolin blanc (DD1) et de kaolins grisâtres (**Fig.2.12**) Le kaolin DD3 présente une densité de  $1.70 \text{ g/cm}^3$  et une humidité de  $15 \pm 2 \%$  à l'état naturel.

**Tab. 2.4. Composition chimique des différents types de kaolin DD**

Catégorie	SiO <sub>2</sub>	AlO <sub>3</sub>	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	TiO <sub>2</sub>	CaO	MgO	K <sub>2</sub> O	Na <sub>2</sub> O	MnO <sub>2</sub>	SO <sub>3</sub>	P.F
Kaolin DD 1	45.3	38.8	0.01	0.00	0.15	0.23	0.02	-	-	0.24	15.3
Kaolin DD 2	43.4	38.9	0.11	0.02	0.21	0.31	0.04	0.02	0.57	0.34	15.9
<b>Kaolin DD 3</b>	<b>42.9</b>	<b>37.7</b>	<b>0.32</b>	<b>0.03</b>	<b>0.74</b>	<b>0.23</b>	<b>0.94</b>	-	<b>0.47</b>	<b>0.56</b>	<b>16.5</b>
Kaolin DD 4	40.5	38.7	0.32	0.06	0.24	0.18	0.08	0.16	2.68	0.43	16.0

Source : RABEHI, 2013, [41]



**Fig. 2.12. Echantillon brut de kaolin DD3**

Source : RABEHI, 2013[41]

#### 5.2.4. Metakaolin

Le métakaolin (MK) est une pouzzolane de synthèse, issue de la calcination du kaolin. Il est un matériau en poudre fine (**Fig.2.13**). Il est utilisé comme un additif efficace pour produire le béton à haute performance (BHP) depuis les années 1990 pour son efficacité élevée et son prix relativement modéré. Le MK est également utilisé comme agent d'amélioration des sols argileux.

Le métakaolin (MK) est obtenu par calcination du kaolin à une température entre 500°C et 800°C et il perd son eau par des hydroxylation. à l'échelle industrielle, il existe principalement deux modes de calcination, une calcination lente (5 heures) et une calcination flash en couche fine (très rapide comparativement à la première méthode).



**Fig. 2.13. Photo du Métakaolin**

#### a) Structure chimique

Certains auteurs ont proposé le modèle de structure présenté dans la **Fig. 2.14** à partir d'observation en diffraction des rayons X. Ce modèle montre la subsistance d'un certain ordre structural dans la métakaolin.

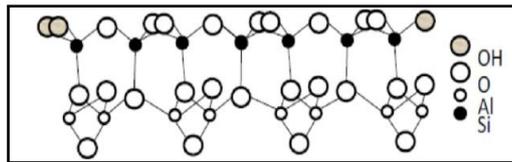


Fig. 2.14. Structure chimique de métakaolin

Source : RABEHI, 2013[41]

L'atome d'aluminium est présent dans la métakaolin sous forme d'un mélange d'atomes de coordinations et que l'atome de silicium se trouvait soit sous forme de silice amorphe soit constituant une structure mixte  $\text{SiO}_4$  reliant les tétraèdres à 1 ou 2 atomes d'aluminium. Quelques atomes de silicium possédaient encore une liaison hydroxyle. Le tableau suivant regroupe toutes les structures des atomes de silicium et d'aluminium, observées dans les aluminosilicates.

Tab.2.5 : Structure chimique des atomes d'aluminium et de silicium

Dénomination	$\text{Al}_{VI}$	$\text{Al}_V$	$\text{Al}_{IV}$
Structure			
Dénomination	$\text{Q}^3$	$\text{Q}^4(1\text{Al})$	$\text{Q}^4$
Structure			

Source : RABEHI, 2013[41]

La déshydroxylation d'une kaolinite entre  $500^\circ\text{C}$  et  $750^\circ\text{C}$  entraîne le changement de coordination des atomes d'aluminium de la couche octaédrique. Les atomes classent en trois structures différentes : 4, 5 et 6 coordonnés en proportions respectives 30%, 60% et 10%. Sous changement structural est accompagné par la destruction du réseau de la kaolinite lors de la déshydroxylation.

La structure de la métakaolinite est composée de plusieurs zones distinctes :

- Des régions amorphes ségréguées de silice et l'alumine.
- Des régions mixtes de  $\text{SiO}_4$ , structure reliant les tétraèdres à un 1 ou 2 atomes l'aluminium est possédant encore quelques liaisons hydroxyles.
- Des traces de kaolinite mère.
- Des régions où les atomes de silicium comportent des groupements hydroxyles.

**b) Composition chimique et minéralogique**

Les ultrafines d'origine naturelle étant issues de roches, les oxydes majoritairement représentés sont les oxydes de calcium, de silicium, d'aluminium et de fer. Les metakaolins contiennent principalement de l'oxyde de silicium (entre 50 et 55 %) et de l'oxyde d'aluminium (entre 40

et 45 %). Des exemples de compositions chimiques de métakaolins tirés de la littérature sont présentés dans le tableau suivant.

**Tab.2.6. Exemples de compositions chimiques de métakaolins**

Composition	SiO <sub>2</sub> (%)	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (%)	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (%)	CaO (%)	MgO (%)	Na <sub>2</sub> O (%)	K <sub>2</sub> O (%)	TiO <sub>2</sub> (%)
[Khatib et al, 1996]	52.1	41.0	4.3	-	-	-	-	-
[Poon et al, 2001]	53.2	43.9	0.4	0.02	0.05	0.2	-	1.7
[Gruber et al, 2001]	52.1	45.3	0.6	0.05	-	0.2	0.2	1.6
[Staquer et al, 2004]	55.0	40.0	0.6	<0.1	-	1.6	1.6	-
[Batis et al, 2005]	47.8	38.2	1.3	0.03	0.04	-	-	-

Source : RABEHI, 2013[41]

### 5.3. Fumée de silice

La fumée de silice est un sous-produit industriel résultant du dépoussiérage des fumées issues des fours à arcs électriques dans lesquels sont élaborés du silicium et d'autres alliages. La fumée de silice se combine avec l'oxygène de l'air pour donner de l'oxyde de silicium SiO<sub>2</sub> en quantité prédominante (> 90%). Elle est initialement produite sous forme de poudre grise, non-densifiée et principalement composée de particules ultrafines. Ces particules se présentent sous la forme de microsphères vitreuses dont le diamètre moyen se situe entre 0,1 et 0,2 µm. Leur surface spécifique varie entre 13 000 et 30 000 m<sup>2</sup>/kg, et leur densité entre 2,00 et 2,25. Grâce à sa très grande finesse, sa forte teneur en silice et sa structure essentiellement vitreuse, la fumée de silice constitue un produit hautement pouzzolanique.

La fumée de silice a été introduite dans le ciment par les Norvégiens en 1952 mettant en évidence l'amélioration des résistances mécaniques apportées par cette addition. Sa structure amorphe permet de déclencher une réaction pouzzolanique par la consommation de la chaux et la création de nouveaux hydrates. Depuis 1979, les ciments Islandais renferment de 6 à 7 % de fumée de silice. Au Canada, les ciments produits par Several Canadian Cement Compagnies contiennent près de 7 à 8 % de fumée de silice. Aujourd'hui cet ajout est très répandu dans le monde par son incorporation lors de la confection des nouveaux bétons où ses performances apportées ne sont plus à discuter. Elle est fréquemment utilisée pour la fabrication des bétons à ultra hautes performances.

### 5.4. Cendres volantes

Les cendres volantes sont de fines particules résultant de la combustion du charbon dans les centrales thermiques. Leurs particules ont une forme sphérique avec un diamètre allant de 1 à 150 µm. En 1937, une étude à l'université de Californie a été présentée sur l'utilisation des cendres volantes en cimenterie. En 1948, la construction du barrage de Hungry Horse aux USA

fut la première application pratique. Depuis, les études se sont multipliées et l'utilisation des cendres s'est énormément répandue grâce aux améliorations apportées au béton et à l'économie enregistrée par leur emploi. La composition des cendres volantes est en relation avec les différents types de matières incombustibles présentes dans le charbon. D'une façon générale, les éléments présents sont : le silicium, l'aluminium le fer, le calcium et le magnésium. [41] L'intérêt des cendres volantes réside dans la faculté qu'elles possèdent à réagir avec l'hydroxyde de calcium pour former des silicates de calcium hydratés qui ont des propriétés pouzzolaniques et hydrauliques. Selon leurs compositions, on distingue deux grandes familles de cendres volantes :

- **Cendres volantes siliceuses** : ayant des propriétés pouzzolaniques. Elles se présentent sous forme d'une poudre allant du gris au noir suivant les teneurs en imbrûlés et en oxyde de fer (plus foncée que le ciment), douces au toucher. Elles doivent contenir essentiellement de la silice  $\text{SiO}_2$  réactive et de l'alumine  $\text{Al}_2\text{O}_3$ . Le restant contient de l'oxyde de fer  $\text{Fe}_2\text{O}_3$  et d'autres oxydes. La proportion de la chaux réactive  $\text{CaO}$  doit être inférieure à 5% en masse et celle de la silice réactive ne doit pas être inférieure à 25% en masse.
- **Cendres calciques** : à forte teneur en chaux ( $\text{CaO}$ ). Se présentent sous forme d'une poudre fine de couleur grise ayant des propriétés physiques et/ou pouzzolaniques. Elles contiennent essentiellement de la chaux réactive, de la silice réactive et de l'alumine. La quantité de la chaux ( $\text{CaO}$ ) dans ce type de cendres est élevée, c'est pourquoi elles sont susceptibles de faire prise sans liant. Elles font prise seulement avec de l'eau (d'où leur nom : Cendres hydrauliques) et dégagent de la chaleur en s'hydratant. La teneur en chaux réactive ne doit pas être inférieure à 5% en masse. La cendre volante contenant entre 5 et 15% de chaux réactive doit contenir plus de 25% en masse de silice réactive.



*Fig. 2.15.. Photo de la cendre volante*  
*Source : RABEHI, 2013[41]*

### 5.5. Pouzzolanes naturelles

Les pouzzolanes naturelles sont des matériaux volcaniques cendreux d'une composition basaltique, sa couleur varie généralement du noir au rouge avec toutes les teintes intermédiaires selon le degré d'oxydation du fer, présent respectivement sous forme de magnétique ou

d'hématite. Avant la découverte du ciment Portland et grâce à leur composition riche en silice et en alumine, les cendres volantes sont capables de réagir avec la chaux en présence d'eau pour former à l'issue de cette réaction des produits liants. Puis leur utilisation fut délaissée à cause de leurs faibles résistances et de la lenteur de leur prise. Toutefois grâce à ses avantages techniques, la pouzzolane naturelle est devenue très pratique dans la construction, en y substituant le ciment Portland. Le ciment à la pouzzolane naturelle fut employé en Italie en 1910, seulement sa fabrication n'a pas été développée à cause de la baisse considérable de ses résistances mécaniques. Ainsi son utilisation s'est orientée uniquement vers les ouvrages maritimes. Après des progrès conséquents dans la maîtrise de son activité, le ciment à la pouzzolane devint normalisé dans le code italien en 1929. Aux USA, un ciment à la pouzzolane a été utilisé entre 1910 et 1912 pour la construction de l'aqueduc de Los Angeles. Dans les années trente, la California Division of High Ways s'est servi d'un ciment à la pouzzolane résistant aux sulfates pour la construction du Golden Gate à San Francisco. En 1935, un ciment Portland à la pouzzolane a été mis en œuvre dans la construction du barrage de Bonneville sur le fleuve Columbia. Les avantages du remplacement partiel du ciment par les pouzzolanes sont divers. Ils participent à l'amélioration de la résistance et la durabilité du béton ainsi que la réduction de la quantité de clinker par les pouzzolanes et par conséquent réduire les émissions du CO<sub>2</sub> et la consommation d'énergie. Aujourd'hui, plusieurs pays utilisent la pouzzolane naturelle dans l'industrie cimentaire tels que la Chine, l'Allemagne, la Grèce, la Turquie, le Mexique et l'Algérie.

Les pouzzolanes naturelles se trouvent en quantités considérables dans l'ouest Algérien (Béni-Saf). L'Algérie possède une quantité appréciable de matériaux pouzzolaniques d'origine volcanique qui s'étend le long de 160 km entre la frontière Algéro-Marocaine et le Sahel d'Oran. Les cimenteries de Zahana et de Béni-Saf utilisent la pouzzolane de Béni-Saf dans la fabrication du ciment. La norme algérienne NA 442 : 2000 stipules que pour le ciment CPJ-CEM II/A un pourcentage d'ajout variant de 6 à 20 % et un pourcentage variant de 21 à 35 % pour le ciment CPJ-CEM II/B.

## **5.6. Autres additifs**

### **5.6.1. Cendres de la balle de riz**

La cendre de balle de riz est un sous-produit de la combustion de la balle de riz. La balle de riz est extrêmement répandue en Asie de l'Est et du Sud-Est en raison de la production de riz dans cette région. L'enveloppe du riz est retirée au cours du processus de culture avant d'être vendue et consommée. Il s'est avéré bénéfique de brûler cette balle de riz dans des fours pour fabriquer divers objets. La cendre de la balle de riz est ensuite utilisée comme substitut ou adjuvant du

ciment. La combustion de la balle doit être soigneusement contrôlée afin de maintenir la température en dessous de 700°C et de s'assurer que la création de carbone est maintenue au minimum en fournissant une quantité d'air adéquate. À des températures de combustion inférieures à 700°C, il se forme une cendre riche en silice amorphe, très réactive.



**Fig. 2.16. Balle de riz (à gauche) cendre de balle de riz (à droite)**  
*Source : RABEHI, 2013[41]*

### **5.6.2. Poudre de verre**

Le verre est un matériau ou un alliage dur, fragile et transparent à la lumière visible, à base d'oxyde de silicium (silice  $\text{SiO}_2$ ). Du point de vue physique, le verre est un matériau amorphe (c'est-à-dire non cristallin) présentant le phénomène de transition vitreuse. En dessous de sa température de transition vitreuse, qui varie fortement avec la composition du verre (plus de 1000°C pour la silice vitreuse, moins de 40 °C pour le sélénium amorphe), le verre se présente à l'état vitreux. La poudre de verre peut être considérée en tant que source alternative de matière pouzzolanique car elle dispose de propriétés chimiques (oxyde de silice  $\text{SiO}_2$ ) et physiques (structure amorphe) compatibles pour l'activation alcaline. Plusieurs chercheurs ont utilisé les déchets de poudre de verre dans la composition de mortiers et de bétons.

### **5.6.3. Poudre de marbre**

Le marbre est défini comme une roche métamorphique qui s'est entièrement recristallisée et durcie dans des conditions hydrothermales. La poussière de marbre produite par la coupe et le broyage du marbre a une taille de particule très fine, non plastique. La poussière de marbre est une solution alternative, elle peut être utilisée dans la construction de revêtement de canal, de structures de chaussée et de fondations.

### **5.6.4. Dolomie**

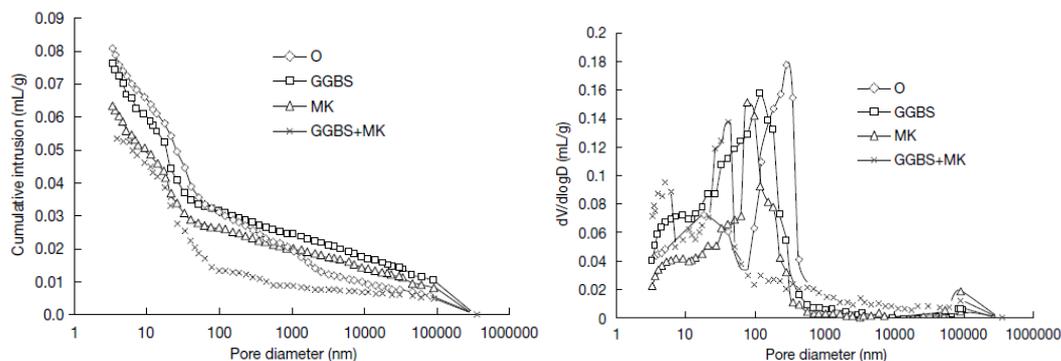
La dolomie est une roche sédimentaire carbonatée composée d'au moins 50% de dolomite, c'est-à-dire d'un carbonate double de calcium et de magnésium ( $\text{CaCO}_3$ ,  $\text{MgCO}_3$ ). Elle est formée par imprégnation des roches calcaïques par des eaux très salines riches en magnésium à l'état naturel. La décomposition thermique à une température entre 700 et 800 °C de la dolomie naturelle permet de leur approprier de source d'oxyde de calcium (CaO) et magnésium (MgO). Les proportions de ces derniers dépendent de la minéralogie de la roche mère et la température

de calcination. La transformation des carbonates de calcium à des oxydes de calcium demande une température plus élevée par rapport au carbonate de magnésium. La dolomie est considérée plus respectueuse de l'environnement que la chaux car sa température de calcination est inférieure à celle de la chaux.

## 6. Effets des additifs sur le comportement et la durabilité du béton

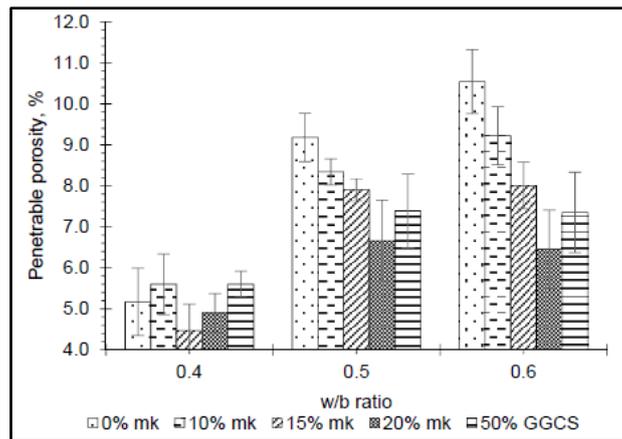
### 6.1. Porosité et structure des pores du béton

Duan et al , 2019 [42] ont montré à travers leur étude que l'ajout du laitier de haut fourneau (GGBS) et du métakaolin (MK) améliore fortement les caractéristiques des pores du béton. En effet, la structure des pores est optimisée et la distribution de la taille des pores est plus structurée. Ces deux additifs (GGBS et MK) ont un impact positif sur le raffinement des pores du béton. Les effets d'amélioration lors de l'incorporation combinée de GGBS et MK sont les plus remarquables. En raison du remplissage des micro-agrégats et de l'effet pouzzolanique du GGBS et MK, le volume total des pores du béton diminue en conséquence et la distribution de la taille des pores s'est déplacée vers une petite portion de diamètre des pores (**Fig. 2.17 à gauche**). Le produit d'hydratation (gel C-S-H) se forme en raison de l'effet pouzzolanique et les fines particules comblent l'espace entre les particules de ciment, ce qui rend la pâte plus dense. Les gels C-S-H à plus haute résistance optimisent la microstructure du béton (**Fig. 2.17 à droite**).



**Fig. 2.17 : Essai de mesure de la porosité et des tailles des pores par intrusion au mercure source : Duan et al, 2019 [42]**

Dans une autre étude, Bakera et Alexander (2022) [43], ils ont montré également que le métakaolin avait également le potentiel de réduire la porosité accessible à l'eau pour tous les rapport E/C testés (**Fig. 2.18**). Pour les rapports 0,5 et 0,6 E/C, la diminution de la porosité accessible à l'eau pour le béton avec du laitier cristallisé (GGCS) était équivalente à celle des bétons à 15% de métakaolin (**Fig. 2.18**). Ceci indique que le GGCS agit comme un filler et réduit en conséquence la porosité totale sans réduire interconnectivité entre les pores.

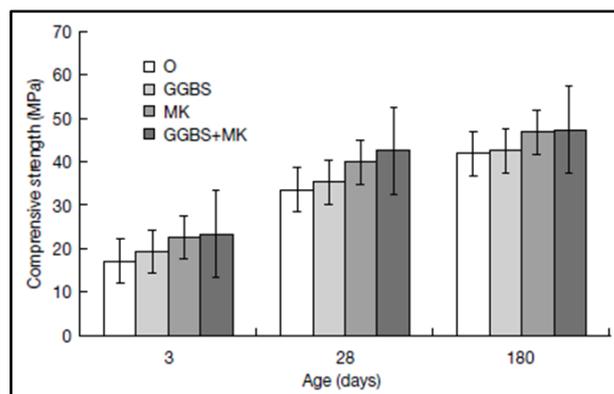


**Fig. 2.18 : Porosité accessible à l'eau du béton pour différents rapports E/C**  
 Source : Bakera et Alexander, 2022[43]

## 6.2. Résistance à la compression

Plusieurs chercheurs ont étudié l'effet des ajouts minéraux sur la résistance à la compression du béton Ping Duana et al, 2013, [44] Alireza Joshaghani et al, 2017; [45] A.A. Ramezianpour et al, 2012. [46]

Dans la **figure 2.19** sont présentés les Rc de l'étude réalisée par Duan et al. (2019)[42]. Il a été montré que la résistance à la compression du béton augmente progressivement avec l'ajout de GGBS et MK. Malgré qu'il a été constaté que le remplacement du ciment par des ajouts diminue le contenu du produit d'hydratation  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  mais, en même temps, les particules fines des additifs minéraux comblent l'espace entre les particules de ciment, ce qui rend le béton plus dense. Les effets combinés des deux additifs améliorent le développement de la résistance à la compression.



**Fig. 2.19. Résistance à la compression du béton ordinaire et avec ajouts minéraux**  
 source : Duan et al, 2019[42]

Concernant l'étude réalisée par Joshaghani et al. (2020), les résistances à la compression des éprouvettes de béton modifié avec différents pourcentages de remplacement du ciment et de rapport E/C pour différents temps de cure ont été testées. Les résultats de cette étude montrent que les résistances à la compression ont augmenté en fonction du temps de maturation (7, 28, 90 et 180 jours) et en fonction de la diminution du rapport E/C. L'amélioration des résistances

dû à l'ajout du MK est attribuée aux effets de dilution, de remplissage et de l'action pouzzolanique du MK avec l'hydroxyde de calcium. Sur la base des résultats, les auteurs concluent que la substitution du ciment par le MK à hauteur de 15% avec un rapport E/C de 0,47 (groupe 1) a donné la plus grande résistance à la compression par rapport aux autres formulations. L'ajout de MK dans le cas du groupe 2 (E/C = 0,37) a montré un écart significatif de résistance à la compression comparativement au groupe 1.

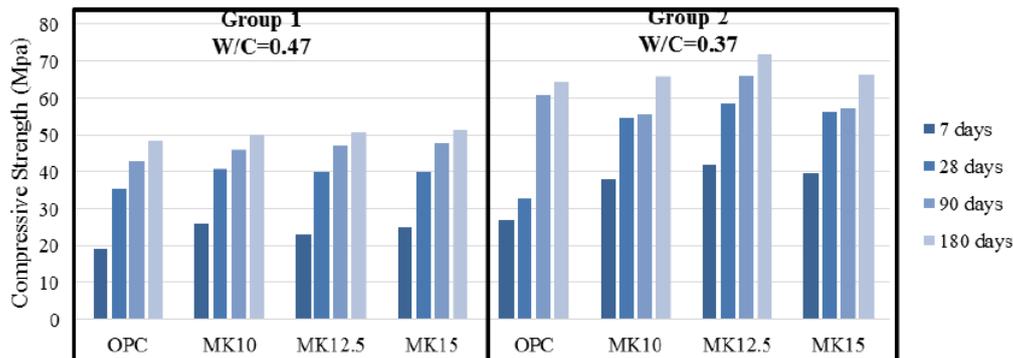


Fig. 2.20. Effet du MK sur la résistance à la compression du béton à différents âges de maturation  
Source : Joshaghani et al, 2020[47]

Dans une étude similaire, Ramezani pour et Bahrami Jovein (2021)[48] ont montré que les résistances à la compression des éprouvettes des différentes formulations de béton augmentent avec le temps de cure et avec la diminution du rapport E/C. les auteurs expliquent que les principaux facteurs affectant  $R_c$  après ajout du MK sont l'effet de remplissage, l'effet de dilution et l'action pouzzolanique. Globalement, les bétons au MK avaient des résistances à la compression plus élevées à différents âges par rapport au béton ordinaire (sans ajout). La réduction de la résistance à la compression pour MK15 par rapport à MK12.5 est expliquée par l'effet de dilution du clinker. Ce dernier est une conséquence du remplacement d'une partie du ciment par la même quantité de métakaolin. Pour le béton au MK, l'effet de remplissage, de l'action pouzzolanique du MK et l'effet du gel C-S-H réagissent à l'opposé des effets de dilution. Pour cette raison, il existe un pourcentage optimal de remplacement du ciment par MK dans le béton.

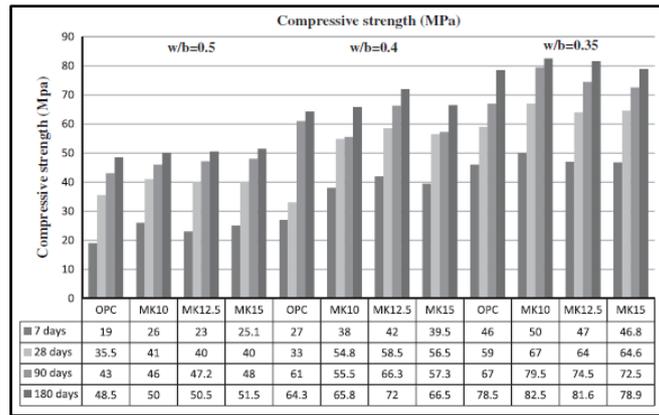


Fig. 2.21. Effet de MK sur la résistance à la compression à différents âges

Source : Ramezani pour et Bahrami Jovein , 2021[48]

Qureshi et al, 2020 [49] ont étudié l'effet du silicate fumée (SF), laitier de haut fourneau (GGBS), cendre volante (FA) et le cendre de la balle de riz (RHA) sur le comportement du béton renforcé et non renforcé par des fibres métalliques (HFS) en utilisant des agrégats recyclés. Les résultats présentés dans la Fig. 2.22 montrent que le HSF améliore légèrement (5-7.5%) la résistance à la compression du béton. D'autre part, les additifs minéraux (SF, GGBS, FA, RHA) augmentent la résistance à la compression du béton. Ils améliorent également le gain net de résistance à la compression dû au renforcement par fibre métallique (HSF). La résistance à la compression du béton renforcé par HSF est 5,9% et 7,5% plus élevée que celle du béton sans renforcement à 28 et 90 jours, respectivement. Le HSF peut augmenter la rigidité de la matrice du liant en fournissant un effet de confinement sur la matrice du béton. Le HSF, en raison de sa résistance à la traction très élevée, de son module d'élasticité et de ses extrémités en crochet, peut confiner la propagation des fissures, modifier la tendance à la fissuration du matériau, ce qui augmente la résistance à la compression. Tous les ajouts cimentaires augmentent la résistance à la compression du béton de 2 à 19 % selon le type d'ajout cimentaire et l'âge de la cure. L'amélioration maximale de la résistance à la compression est obtenue pour 10% SF où Rc a été augmentée de 11% et 19% à 28 et 90 jours respectivement. Cela est dû à l'effet de ses particules réactives ultrafines qui réagissent avec le CH libre plus rapidement que les autres additifs minéraux. Enfin, le pourcentage de 30% de GGBS augmentent la résistance à la compression du béton de 5-12%.

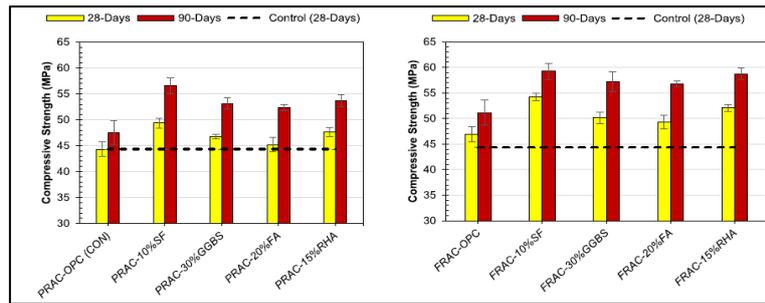


Fig.2.22. Résistance à la compression (a) du CAR ordinaire (PRAC) et (b) du CAR renforcé par des fibres avec différents types d'ajouts cimentaires  
Source : Qureshi et al., 2020). [49]

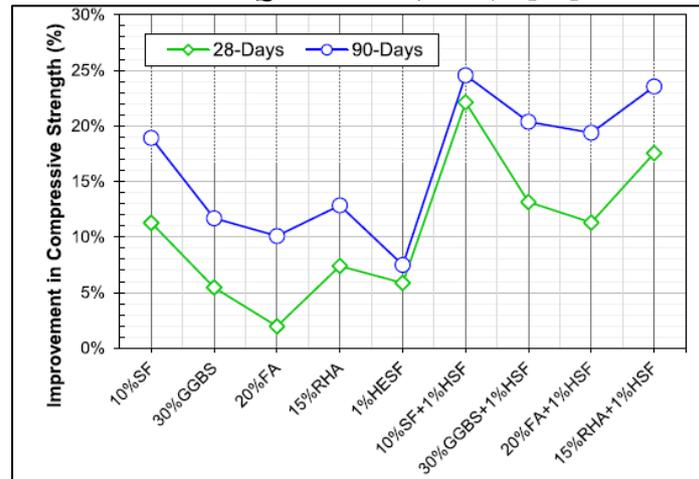


Fig2.23. Amélioration de la résistance à la compression du CAR avec l'ajout de HSF et de SCM (10%SF, 30%GGBS, 20%Fa et 15% RHA) par rapport au CAR de contrôle.  
Source : Qureshi et al., 2020). [49]

### 6.3. Module d'élasticité

Qureshi et al. (2020) [49] ont étudié également l'effet des ajouts minéraux sur le module d'élasticité du béton. Les résultats présentés dans la **fig. 2.24** montrent une amélioration claire du module élastique du béton pour différents ajouts minéraux et de pourcentage de fibre métallique (HSF). Les tendances du module élastique sont très similaires pour les différents types de HSF et d'additifs minéraux.

L'inclusion de HSF dans le béton augmente son module d'élasticité de 2 à 4 %. Cette légère augmentation du module élastique peut être attribuée à l'augmentation de la rigidité du béton sous charges de compression. Les fibres d'acier fournissent une armature 3D qui capte et distribue les contraintes au niveau des microfissures. L'armature HSF améliore la capacité de traction dans les dimensions latérales et permet de contrôler les fissures avant le développement de macro-fissures visibles, améliorant ainsi la rigidité du béton.

Le rôle des fibres HSF n'est pas très significatif en compression car la résistance à la traction des fibres ne peut pas être bien utilisée sous des charges de compression. Parmi tous les ajouts cimentaires, l'amélioration maximale (9-15%) du module élastique est obtenue pour 10% de SF

et 15% de RHA. En raison de la taille très fine de leurs particules, SF et RHA peuvent contribuer de manière significative au renforcement de la microstructure du béton. FA et GGBS provoquent des améliorations mineures (2-4%) du module élastique à 28 jours. En revanche, à 90 jours, FA et GGBS provoquent une augmentation de plus de 9% du module d'élasticité. Cela est dû au fait que les particules de FA et de GGBS prennent plus de temps pour développer les C-S-H en réactions pouzzolaniques. Le faible volume de FA s'avère bénéfique pour le module élastique du béton. L'incorporation d'un volume élevé de FA conduit à la réduction de la teneur en oxyde de calcium (CaO) du béton et diminue le potentiel pouzzolanique de la matrice du liant. D'autre part, l'augmentation du module élastique due à l'incorporation de 20% de FA peut également être causée par les réactions pouzzolaniques supplémentaires entre les minéraux et les CH présents dans le béton. Les effets de couplage des ajouts et du HSF peuvent améliorer le module élastique de plus de 10-23% selon le type d'ajout utilisé et le temps de cure. Le béton contenant 1 % de HSF et 10 % de SF présente l'amélioration maximale de 23 % du module élastique par rapport au béton témoin à 90 jours (voir Fig. 2.24).

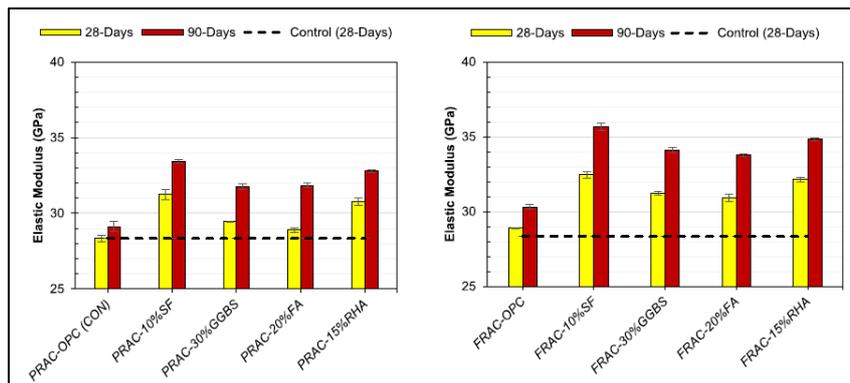


Fig.2.24. Module d'élasticité (a) du CAR ordinaire (PRAC) et (b) du CAR renforcé par des fibres (FRAC) avec différents types d'ajouts cimentaires  
Source : Qureshi et al., 2020 [49].

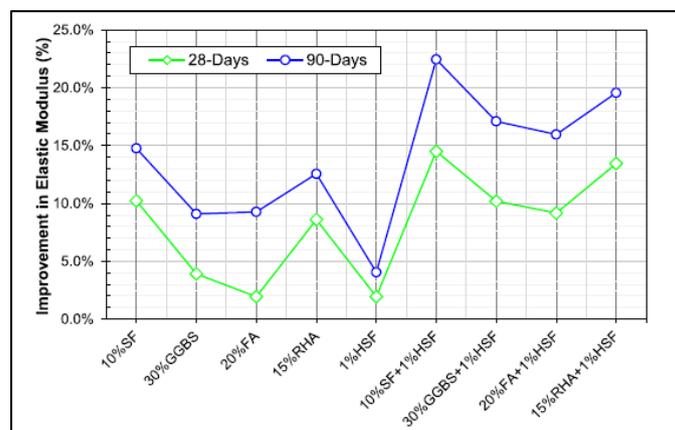


Fig2.25. Amélioration du module d'élasticité du RAC avec l'ajout de 1% de HSF et de SCMs (10%SF, 30%GGBS, 20%Fa et 15% RHA) par rapport au RAC de contrôle  
Source : Qureshi et al., 2020) . [49]

### 6.4. Hauteur d'eau

La profondeur de pénétration de l'eau est connue pour être l'un des aspects les plus importants de la durabilité du béton. Une pénétration plus faible diminue l'effet des attaques chimiques dues à la pénétration des sels solubles, tels que les ions chlorure. Joshaghani et al. (2017) [45] ont montré dans leur étude sur l'effet de l'ajout du métakaolin et le changement du rapport E/C sur la profondeur de pénétration d'eau que la profondeur de pénétration a diminué pour tous les mélanges avec l'augmentation du pourcentage de MK pour les différents temps de cure. Le MK a entraîné une réduction de la profondeur de pénétration d'eau en raison de l'effet de remplissage et de la réaction pouzzolanique. A 180 j et pour le rapport E/C=0.4, la substitution du ciment par le MK à 12,5 % a donné la profondeur de pénétration de l'eau la plus faible (1,9 mm). En revanche, pour le rapport E/C=0.5, la profondeur de pénétration la plus faible appartenait au MK à 15%. Cela peut être expliqué par l'effet de dilution du clinker (**Fig. 2.30**).

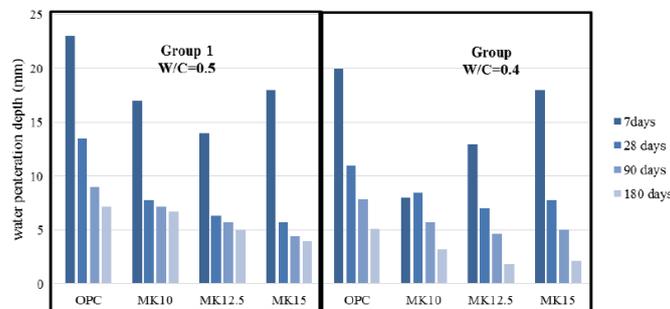


Fig 2. 26. l'effet du métakaolin sur la profondeur de pénétration de l'eau (mm) à différents âges  
Source : Joshaghani et al. (2017) [45]

Dans une autre étude sur la profondeur de pénétration d'eau, Ramezianpour et al. (2012) [46] a obtenu les mêmes comportements. La profondeur la plus faible a été obtenue à 180 jours pour tous les bétons et les bétons de métakaolin ont fourni une profondeur de pénétration de l'eau plus faible que les bétons de ciment portland ordinaire.

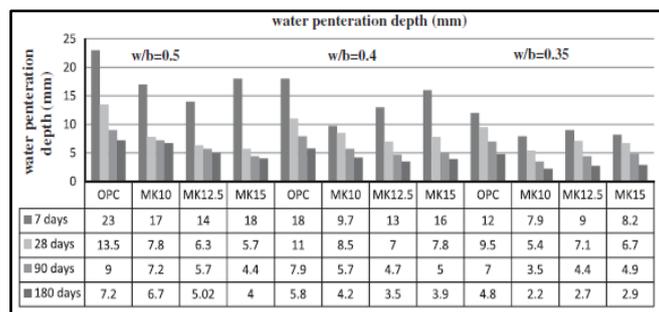


Fig.2.27. L'effet du métakaolin sur la profondeur de pénétration de l'eau (mm) à différents âges  
source : Ramezianpour et al. (2012) [46]

### 6.5. Essais d'absorption d'eau

Concernant l'effet des additifs minéraux sur l'absorption d'eau, Joshaghani et al. (2017) [37] ont mené une étude sur l'absorption d'eau et l'absorption capillaire des échantillons de béton contenant du MK à différents intervalles de temps. Les résultats ont confirmé que le

pourcentage d'absorption d'eau et la hauteur de l'absorption capillaire ont été diminuées par l'ajout de MK. Les performances du groupe 2 (E/C=0,37) étaient légèrement meilleures que celles du groupe 1 (E/C=0,47) en matière d'absorption. Cela est attribuée à la réduction des volumes de pores spécifiques totaux des bétons. Comme le montre le tableau ci-dessous, l'augmentation du temps de durcissement et des pourcentages de MK peut entraîner une réduction de l'absorption d'eau en raison des effets de remplissage.

**Tab.2.7. Résultats de l'absorption d'eau et l'absorption d'eau capillaire en fonction du temps**

Mix Design ID	Time (hr)										
	0.5	1	3	24	72	168	24	48	72	168	
	Water Absorption (%)					Capillary Water Absorption (mm)					
Group 1	OPC	2.55	3.45	4.38	4.76	5.08	5.57	2.5	4.2	5.4	6.0
	MK10	2.11	3.11	3.86	4.42	4.84	5.15	2.3	3.7	5.0	5.7
	MK12.5	1.84	2.71	3.57	4.02	4.32	4.67	2.2	3.3	4.7	5.3
	MK15	1.73	2.65	3.37	4.01	4.37	4.78	2.0	3.2	4.5	5.2
Group 2	OPC	2.42	3.33	4.27	4.61	4.89	5.37	2.7	4.1	5.3	5.9
	MK10	1.97	2.93	3.75	4.27	4.68	5.04	2.3	3.6	4.9	5.5
	MK12.5	1.65	2.59	3.42	3.90	4.20	4.57	2.2	3.3	4.6	5.1
	MK15	1.54	2.50	3.25	3.82	4.25	4.66	1.9	3.1	4.5	5.0

Source : Joshaghani et al. (2017) [45]

Dans une autre étude, Ramezani pour et al. (2012) [46] a calculé le coefficient de sorptivité qui est un indice du transport d'humidité dans les échantillons de béton et de mortier dans les conditions non saturés pour différents niveaux de remplacement de MK, le rapport E/C et temps de cure. Ce coefficient est également reconnu comme un indice important de la durabilité du béton. La figure ci-dessous montre la variation du coefficient de sorptivité du béton, il est remarqué que la sorptivité diminue progressivement avec le temps de cure et augmente avec l'augmentation du rapport E/C. Il a été constaté que l'ajout de 10% de MK donne le meilleur résultat par rapport aux autres niveaux de remplacement, indépendamment du rapport E/C et du temps de cure. L'augmentation des niveaux de remplacement de MK de 10% à 15% affecte négativement la perméabilité interne du béton. Les niveaux de remplacement plus élevés de 15% MK ne sont pas utiles pour améliorer la porosité interne du béton et rendent le béton plus perméable. Après 180 jours, le coefficient de sorptivité maximum est de  $7.83 \times 10^{-6}$  (m/s<sup>0.5</sup>) pour le mélange de béton ordinaire et le minimum est de  $2.07 \times 10^{-6}$  (m/s<sup>0.5</sup>) pour le mélange MK10.

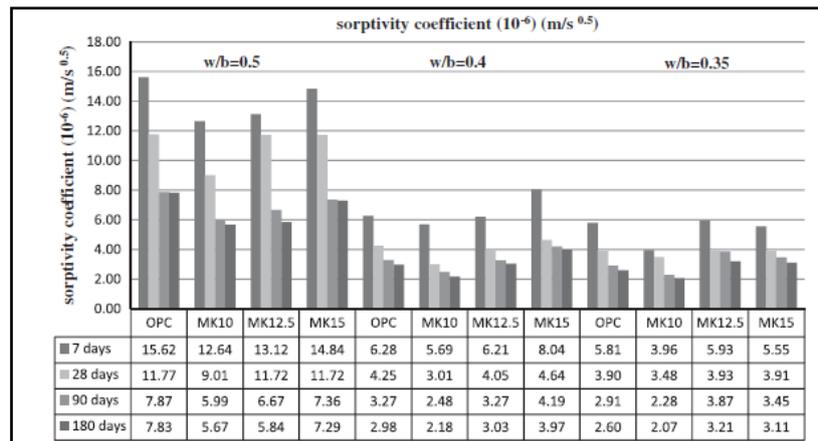


Fig.2.28.Effet du métakaolin sur le coefficient de sorption ( $10^{-6}$ ) ( $m/s^{0.5}$ ) à différents âges  
Source : Ramezianpour et al. (2012) [46]

Dans une troisième étude, les résultats de Bakera et al. (2019) [42] ont montré que tous les bétons avaient des valeurs de sorptivité inférieures à  $10 \text{ mm/h}^{0.5}$ , ce qui indique une qualité de béton bonne à excellente (Fig. 2.33). de plus pour tous les rapports E/C, les valeurs de sorptivité ont diminué avec l'augmentation de la teneur en métakaolin, avec des valeurs plus basses à 20% de métakaolin. Le béton à 50% de GGCS a donné la valeur de sorptivité la plus élevée.

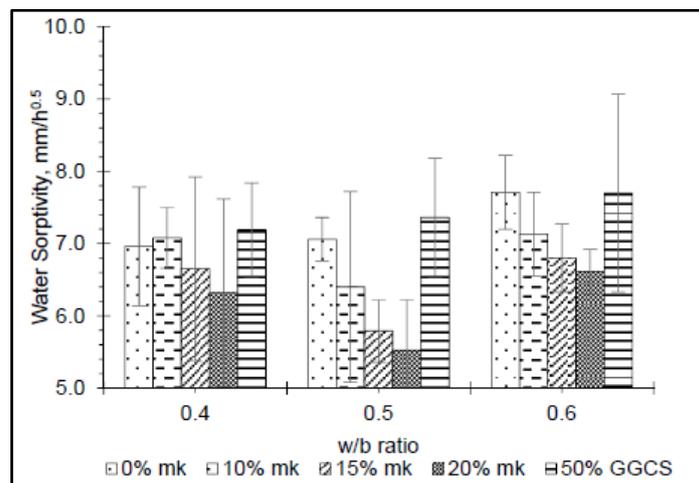
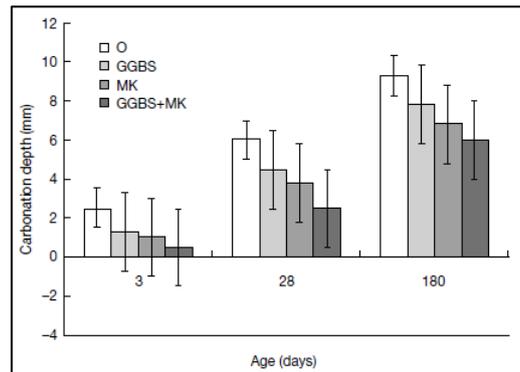


Fig 2.29. Indice de sportivité de l'eau du béton à différents rapport W/b  
Source : Bakera et al. (2019) [42]

## 6.6. Profondeur de carbonatation

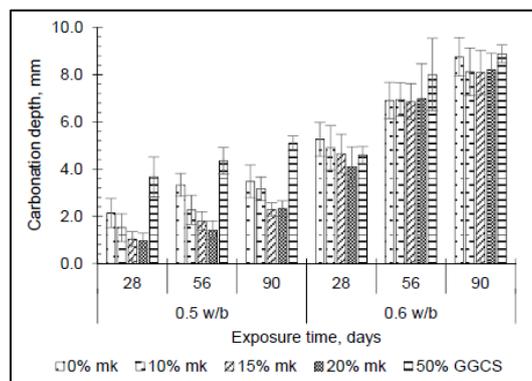
Les résultats de l'étude menée par Duan et al. (2013) [50] sur la profondeur de carbonatation du béton sont présentés dans la Fig. 2.34 Ces résultats montrent que la profondeur de carbonatation du béton diminue progressivement avec l'ajout de GGBS et de MK. Cela est principalement dû à la réactivité pouzzolanique des ajouts minéraux. Le remplacement du ciment par le GGBS et le MK diminue le contenu du produit d'hydratation  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ . Parallèlement, les fines particules de MK comblent l'espace entre les particules de ciment, ce qui rend le béton plus dense et le

CO<sub>2</sub> pénètre difficilement dans les pores interconnectés du béton. Par conséquent, la résistance à la carbonatation du béton a été améliorée.



**Fig.2.30** profondeur de la carbonation du béton ; GGBS : laitier granulé de haut fourneau moulu, MK : métakaolin ; Source : Duan et al. (2013) [50]

Dans une autre étude menée par Bakera et al. (2019), les résultats de la carbonatation pour les bétons modifiés par MK et GGCS à 0,5 et 0,6 du rapport E/C montrent que le taux de carbonatation pour le béton avec 0.6 E/C était plus élevé que celui avec 0.5 E/C. Ceci a été associé directement à l'influence de la porosité plus élevée pour 0.6 E/C ce qui a facilité la pénétration du CO<sub>2</sub>. A 0.5 E/C, les profondeurs de carbonatation, à tous les âges d'exposition, ont diminué avec l'augmentation du MK, avec la profondeur la plus basse à 20% de remplacement. A 0.6 E/C, à 56 et 90 jours d'exposition, tous les bétons avec ou sans MK avaient des profondeurs de carbonatation similaires. A 28 jours, les profondeurs de carbonatation diminuaient avec la teneur en MK. Les résultats montrent également que les bétons à base de GGCS présentent une carbonatation nettement plus élevée. La densification de la matrice des bétons à base de GGCS était moins importante que pour les bétons à base de MK. De plus, les bétons de GGCS auraient tendance à avoir moins de matériau carbonable que les bétons de MK. Il a été également constaté que les bétons de GGCS ont une plus grande perméabilité au gaz. Par conséquent, le métakaolin a mieux résisté que le GGCS à la carbonatation accélérée jusqu'à au moins 90 jours.

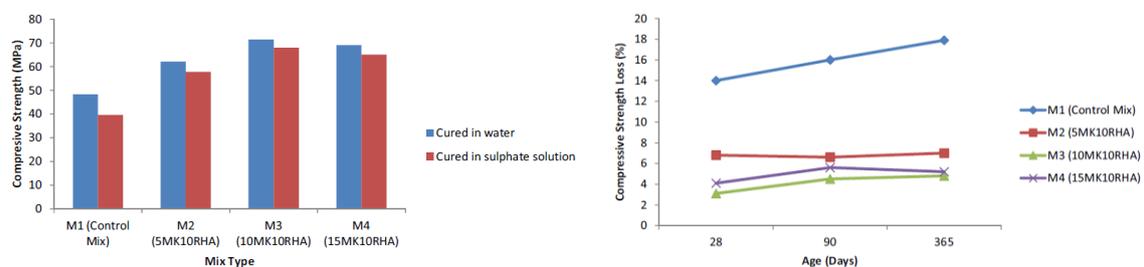


**Fig.2.31** Profondeurs de carbonatation du béton aux rapports 0,5 et 0,6 W/b, après 28, 56 et 90 jours de carbonatation accélérée. Source ; Bakera et al. (2019), [46]

## 7. Effets des additifs sur le comportement du béton après attaque chimique

### 7.1. Résistance à la compression

Singh Gill et Siddique (2018) [53] ont étudié le comportement le béton modifié par MK et la cendre de la balle de riz (RHA). Les résultats de l'essai de résistance aux sulfates sont présentés dans les **Fig. 39 et 40**. Les auteurs ont constaté que la perte de résistance à la compression était maximale dans le mélange de contrôle (OPC), tandis que le mélange M2 (5MK+10RHA) avait une perte de résistance minimale. Tous les mélanges réalisés avec combinaison de MK et RHA ont eu une meilleure résistance aux attaques de sulfate par rapport au mélange de contrôle (OPC). Cela est dû à la formation d'ettringite (sulfo-aluminate de calcium) dépend uniquement de la réaction entre l'alumine ( $Al_2O_3$ ) et le sulfate ( $SO_4$ ) et du rapport entre les deux composés. La formation d'ettringite entraîne une expansion dans le béton, ce qui provoque une désorganisation de la pâte de ciment durcie. La combinaison de MK et RHA conduit à une teneur en alumine plus faible avec une teneur en silice plus élevée ce qui est la principale raison des meilleurs résultats des mélanges réalisés avec MK et RHA. La perte de résistance à la compression à 28, 90 et 365 jours est de l'ordre de 14%, 16% et 18% respectivement pour le mélange de contrôle (OPC), alors qu'il y avait seulement 3,1%, 4,5% et 4,8% de perte de résistance à la compression à 28, 90 et 265 jours respectivement. La combinaison 10%MK et 10% RHA est considérée le meilleur mélange.



**Fig. 2.32 . Résistance à la compression et les pertes de résistance pour différents mélanges de béton sous attaque de sulfate**

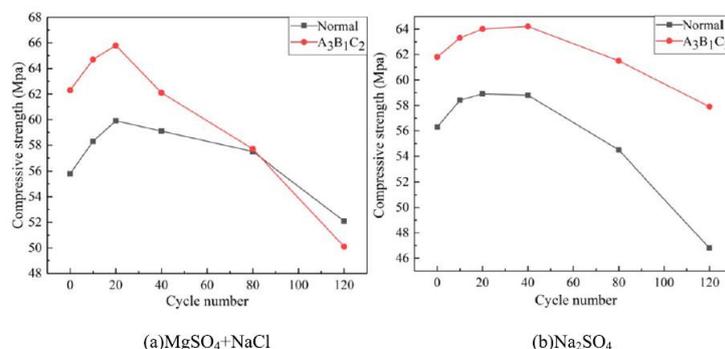
*Source : Singh Gill et Siddique (2018) [53]*

Dans une autre étude, Xupeng et al. (2021) [46] a étudié les changements des propriétés mécaniques des deux types de béton ordinaire et modifié avec des ajouts minéraux (nommé A3 B1 C2) ; métakaolin (MK10%), cendre ultrafine (UFA15%) et silicate fumée (SF3%), dans différentes solutions d'acide ( $MgSO_4+NaCl$  et  $Na_2SO_4$ ). De plus, des cycles d'humidification-séchage ont été effectués pour comprendre l'effet combiné avec les ajouts minéraux.

Les résultats de cette étude ont montré que pour la solution de  $MgSO_4+NaCl$  et durant les cycles hum-séch. de 0 à 20, les propriétés mécaniques des deux bétons augmentent pour deux raisons ; (i) le ciment est au stade de l'hydratation à ce période, (ii) l'ettringite et l'hydroxyde de

magnésium produits au stade initial de la corrosion remplissent les pores à la surface du béton. En augmentant les cycles de 20 à 80, la résistance à la compression du béton ordinaire diminue de 4% tandis que le béton avec ajouts (A3 B1 C2) diminue de 12,3%. Cela est dû à l'activité pouzzolanique élevée de la fumée de silice et du métakaolin à l'intérieur du béton ce qui favorise la formation de gel C-S-H, qui est soumis à une grave décalcification et génère du Magnesium Silicate Hydratés (M-S-H) qui est considérée comme une sorte de dommage destructeur pour le béton. Durant les cycles de 80 à 120 de corrosion, la résistance à la compression du béton ordinaire diminue de 9,4 %, tandis que pour le béton modifié elle diminue de 13,2 %. A ce moment, le béton modifié est endommagé conjointement par les produits de corrosion de l'ettringite, du gypse, de l'hydroxyde de magnésium et du M-S-H.

Concernant la solution  $\text{Na}_2\text{SO}_4$ , les résultats montrent que le béton modifié présente une meilleure performance de résistance à la dégradation que le béton ordinaire. Cela est dû aux ajouts minéraux, qui remplace une partie du ciment, ce qui entraîne une réduction de la teneur en  $\text{C}_3\text{A}$  et par conséquent une plus grande compacité du béton. Durant les cycles de 0 à 120, les propriétés mécaniques du béton modifié diminuent de 6,31%, tandis que la résistance à la compression du béton ordinaire diminue de 16,9%. Par rapport aux conditions dans la solution de  $\text{MgSO}_4+\text{NaCl}$ , les propriétés mécaniques du béton ordinaire ne diminuent que de 6,6%. Cela est principalement dû aux impacts apportés par  $\text{Mg}^{2+}$  et  $\text{Cl}^-$ . Pour le béton ordinaire, le  $\text{Mg}^{2+}$  ne peut produire qu'une petite quantité de M-S-H et l'hydroxyde de magnésium produit dans le béton ordinaire agit comme un revêtement protecteur ce qui bloque les canaux de diffusion de  $\text{SO}_4^{2-}$ . Quant à le  $\text{Cl}^-$ , en raison de son plus petit volume et de sa diffusion plus rapide, il pourrait réagir avec la phase d'aluminium à l'intérieur des bétons avant  $\text{SO}_4^{2-}$  pour générer du sel de Friedel, inhibant ainsi la génération d'ettringite. Par conséquent, sous attaque des ions composés, la performance du béton ordinaire diminue plus lentement que sous la corrosion unique de  $\text{SO}_4^{2-}$ , tandis que le béton avec ajouts minéraux montre des comportements opposés.



**Fig. 2.33 Evolution des résistances à la compression des bétons durant les cycles humidification-séchage Source : Xupeng et al. (2021) [54]**

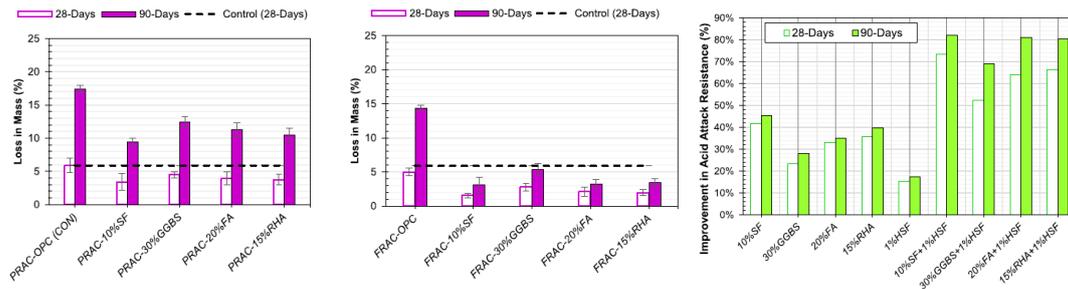
## 7.2. Perte de masse et résistance aux attaques d'acides

Dans l'étude de Qureshi et al. (2020) [49] citée précédemment sur l'effet de du silicate fumée (SF), laitier de haut fourneau (GGBS), cendre volante (FA) et le cendre de la balle de riz (RHA) sur le comportement du béton renforcé et non renforcé par des fibres métalliques (HFS) en utilisant des agrégats recyclés, les résultats présentés dans la **fig. 2.41** ont montré une réduction de la perte de masse dû aux attaques chimie ou autrement dit une amélioration significative de la résistance aux attaques acides (notée RAA) du béton aux granulats recyclés (RAC) grâce à l'incorporation de fibres d'acier (HSF) et des ajouts de matériaux cimentaires (SCM).

Ces améliorations de l'AAR (ou la réduction de la perte de masse) peuvent être attribuées à trois raisons principales : (1) les ajouts cimentaires réduisent de manière significative la teneur en CaO du liant qui produira finalement une quantité moindre de CH par rapport au béton de ciment portland ordinaire (OPC), (2) les ajouts cimentaires entraîne une réduction supplémentaire du CH par l'effet de la réaction pouzzolanique et le développement de C-S-H durables et insolubles à l'eau, (3) la réduction de la perméabilité due à l'effet de remplissage des ajouts cimentaires ce qui diminue la pénétration de la solution acide agressive dans la microstructure du béton. Le béton au SF a donné la résistance la plus élevée (AAR) comparativement aux autres ajouts. Cela est dû à la réaction pouzzolanique rapide de la silice. Le béton à base de GGBS présente une résistance aux attaques chimiques moindre que les autres bétons en raison de leur faible teneur en silice et de leur teneur élevée en chaux.

L'incorporation de fibres d'acier (HSF) améliore l'AAR du béton de 15 et 17% à 28 et 90 jours, respectivement. La principale raison de cette amélioration peut être attribuée au meilleur contrôle de l'expansion créée par la production de gypse et d'ettringite due à l'attaque acide par l'ajout de fibres. Les HSF jouent un rôle bénéfique dans le contrôle des fissures et l'amélioration du comportement en traction de la matrice du liant.

L'effet de couplage de SCM et de 1% de HSF montre une amélioration significative (52-83%) de l'AAR ce qui montre sa supériorité sur les effets individuels du HSF et du SCM sur la durabilité du béton. L'augmentation de la force d'adhérence des fibres avec la matrice du liant et la réduction de la perméabilité entraînent toutes les deux une amélioration significative de la durabilité du béton.



**Fig. 2.34. Pertes de masse et AAR après 28 et 90 jours d'immersion dans 5%  $H_2SO_4$  des différentes compositions de béton**

*Source ; Qureshi et al. (2020) [49]*

Al Menhosh et al. (2018) [55] ont étudié la résistance chimique d'échantillon de béton ordinaire et modifié par MK et polymère en les immergeant dans quatre solutions chimiques différentes pendant 180 jours. Ces solutions sont les suivantes : 20% d'hydroxyde de sodium (NaOH), 5% de chlorure de sodium (NaCl), 5% d'acide sulfurique ( $H_2SO_4$ ) et 5% d'acide chlorhydrique (HCl). **La Fig. 2.42** montre que les mélanges utilisant de MK et/ou des polymères présentent une augmentation de poids lorsqu'ils sont exposés à des solutions alcalines (NaOH, NaCl), et une perte de poids lorsqu'ils sont exposés à des solutions acides ( $H_2SO_4$ , HCl), comparativement au béton ordinaire (OPC).

Cette augmentation de poids est visible dans les premiers 56 jours puis elle se stabilise, ce qui indique que le béton a subi des réactions chimiques supplémentaires avec des ions de sel et d'alcali infiltrés dans un stade précoce. Les mélanges modifiés par MK ont un changement de poids significativement réduit dans tous les tests. Cela confirme que les réactions pouzzolaniques entre le MK et les produits d'hydratation du ciment aident le béton à avoir une meilleure résistance aux attaques chimiques. Le mélange optimal de 5% Polymère/Ciment et 15% MK/Ciment présente le plus faible changement de poids dans tous les cas. On peut également voir que toutes ces courbes présentent une tendance à l'aplatissement après 90 jours, indiquant une durabilité à long terme.

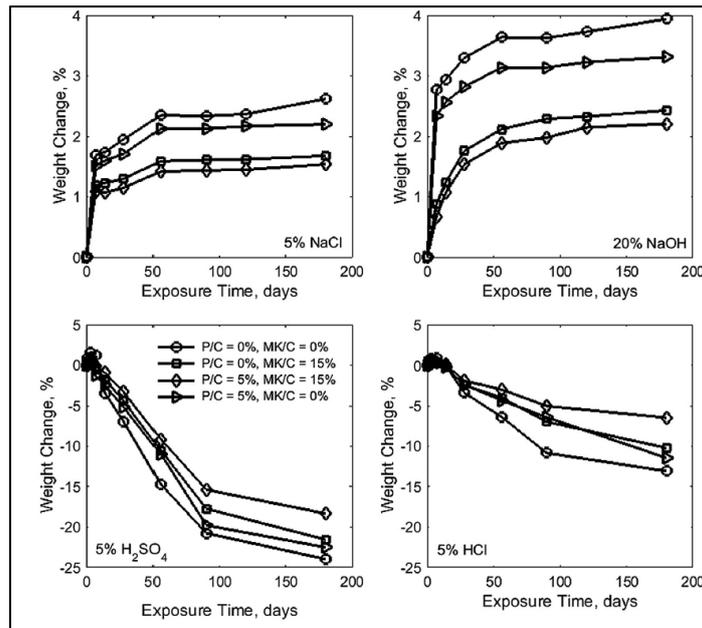


Fig.2.35. Perte de poids des bétons sous différentes solutions d'acide en fonctions du temps source : Al Menhosh et al. (2018) [55]

### 7.3. Résistance à la traction

Qureshi et al. (2020) [49] ont montré que la perte de la résistance à la traction par fendage du béton renforcé par des ajouts minéraux dû aux attaques chimiques (NaCl, H<sub>2</sub>SO<sub>4</sub>), est moins importante que pour les mélanges renforcés par fibres sans ajouts cimentaires. Cela est attribué, selon les auteurs, au renforcement de la matrice du liant en raison d'un meilleur affinement de la taille des pores et des réactions pouzzolaniques. La réduction de la pénétration des chlorures protège la couche alcaline autour des fibres d'acier, ce qui aide à conserver la force de liaison des fibres avec la matrice du liant.

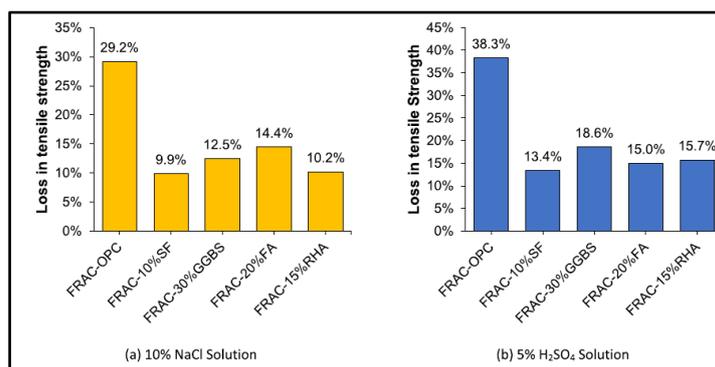


Fig.2.36. Perte de résistance à la traction des échantillons exposés NaCl et H<sub>2</sub>SO<sub>4</sub> après 90 jours Source : Qureshi et al. (2020) [55]

## 8. CONCLUSION

Le béton est un système chimique fortement basique, évolutif, plus ou moins réactif au contact du milieu extérieur souvent plus « acide » (atmosphère, eaux, solutions salines, acides) mais

qui, pour les durées de vie prévues par les normes, est durable s'il est fabriqué conformément aux règles de l'art.

Pour les milieux chimiquement agressifs, le vecteur commun à tous les agents agressifs est l'eau qui dissout les composés gazeux ou solides. Le transport des substances agressives se fait essentiellement par perméation et par diffusion, indicateurs majeurs de durabilité dépendant de la compacité du béton.

De manière synoptique, les différents paramètres de la durabilité chimique sont :

- les paramètres liés au matériau : chimie et minéralogie du ciment (type de constituants,  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  potentiel,  $\text{C}_3\text{A}$ ,  $\text{C}_3\text{S}$ ...), formulation et propriétés de transfert du béton (compacité)
- les paramètres liés à l'environnement : nature physique (solide, liquide, gaz) et chimique (acide, base, sel) de l'agent agressif, conditions climatiques générales et locales (immersion, semi-immersion, marnage, aérien, H.R.,  $t^\circ$ , cycles, mobilité) ;
- les paramètres liés à la structure : contraintes de fonctionnement (charges, fatigue), fissuration.

Pour la plupart des agressions chimiques, l'utilisation d'additions minérales consommatrices de chaux (laitier, cendres silico-alumineuses, fumées de silice, pouzzolanes), et productrices de C-S-H de rapport  $\text{CaO}/\text{SiO}_2$  plus faibles, contribue à améliorer la tenue des bétons. Toutefois, il convient d'adapter la formulation au cas par cas et par partie d'ouvrage pour prendre en compte la spécificité de l'agression.

---

## **CHAPITRE 3 : CARACTÉRISATION DES MATÉRIAUX ET PRÉPARATION DES EPROUVETTES**

---

## 1. INTRODUCTION

A travers ce chapitre, on présente les caractéristiques des matériaux utilisés dans cette étude, la méthode formulation des bétons et les techniques expérimentales entreprises pour le confectionnement des éprouvettes. L'obtention d'un béton adapté à une utilisation donnée passe par un choix judicieux de ses composants ainsi qu'une étude de sa composition. Le mélange optimal des différents granulats, le dosage en ciment et l'eau, les pourcentages d'additifs minéraux sont tous des paramètres essentiels afin de réaliser un béton répondant aux qualités recherchées. Ce chapitre est divisé en deux parties une première partie qui traite les caractéristiques des matériaux utilisés et une deuxième sur la préparation et la formulation des bétons.

## 2. MATERIAUX UTILISES

### 2.1. GRANULATS

Une combinaison de trois agrégats acquis auprès des carrières locales a été utilisée pour la confection du béton. La phase granulaire est composée de :

- sable de dune naturel (S) d'étendue granulaire 0/5 mm,
- gravier moyen (G1) 5/15mm,
- gravier grossier (G2) 15/25mm.

Ces granulats ont fait l'objet d'essais de caractérisations, notamment la courbe granulométrique, la propreté et la dureté.

#### 2.1.1. Sable

##### *a) Courbe granulométrique*

Le tracé de la courbe granulaire du sable est une étape nécessaire pour pouvoir étudier la composition des bétons. L'essai de granulométrie par tamisage a été réalisé sur des échantillons représentatifs de sable. On a utilisé une série de tamis normalisée avec un pas décroissant de la maille des tamis. Les résultats de cet essai est présenté dans le tableau et la figure ci-dessous.



Fig. 3.1. Essai de granulométrie par tamisage

Tab.3.1. Résultats de l'analyse granulométrique du sable 0/5

Maille tamis (mm)	5	4	3,15	2,5	2	1,6	1,25	1	0,63	0,5	0,315	0,2	0,125	0,1	0,08	0,063
Tamisât (%)	100	98,6	97,1	94,7	92,3	89,9	86,5	82,7	72,1	63,9	39,9	17,8	8,7	6,7	3,4	2,4

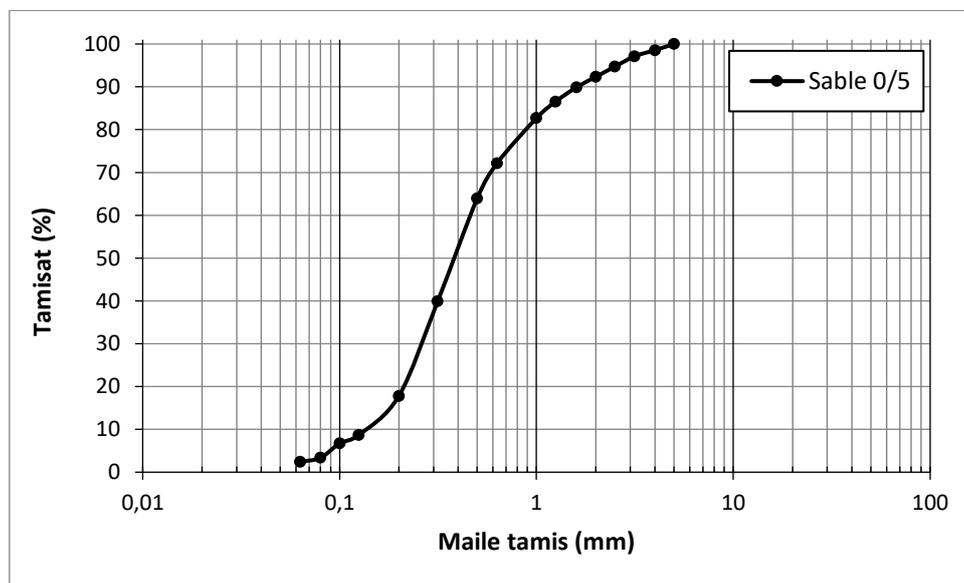


Fig. 3. 2. Courbe granulométrique du sable 0/5 mm [63]

**b) Module de finesse du sable**

À partir de la courbe granulométrique, on a calculé le module de finesse qui est égal au 1/100<sup>ième</sup> de la somme des refus cumulés exprimés en pourcentages des tamis de la série suivante : 0,16 - 0,315 - 0,63 - 1,25 - 2,5 - 5 mm.

**Tab.3. 2. Calcul du module de finesse du sable [63]**

Tamis (mm)	0,16	0,315	0,63	1,25	2,5	5	$\Sigma P_i$	$M_f$ = $\Sigma P_i/100$
Refus cumulés (%)	86,96	60,10	27,88	13,46	5,29	0,00	193,7	<b>1,94</b>

Pour le sable testé le module finesse est donc :  $M_f = 1,94$

Le sable utilisé correspond à un sable fin de catégorie A.

**c) Propreté du sable : Essai équivalent de sable**

La mesure de la propreté du sable, a été conduite conformément à la norme EN NF 933-8 [53],



**Fig. 3.3. Appareillage de l'essai équivalent de sable**

Les résultats de l'essai sont présentés dans le tableau suivant.

**Esv = 81 et Esp = 80**

**Tab. 3.3. Valeurs de l'équivalent de sable**

Prise	N°1	N°2	N°3
h1	12	12,6	12,5
h2v	10	10	10
h2p	9,7	10	9,9
Esv	83,33	79,37	80,00
Esp	80,83	79,37	79,20
<b>Esv moy</b>	<b>80,9</b>		
<b>Esp moy</b>	<b>79,8</b>		

D'après la classification de la norme NF P18-589 [54], le sable testé correspond à un sable propre à faible teneur en fines. Pour formuler un béton avec une résistance à la compression supérieure à 35 MPa, il faut que :  $Esv > 80$  et  $Esp > 75$  et par conséquent cette condition est vérifiée.

### 2.1.2. Graviers

#### a) Courbes granulométriques

Les courbes granulométriques des deux graviers 5/15 et 15/25 sont présentées dans le tableau et la figure ci-dessous.

Tab. 3. 4. Résultats de l'analyse granulométriques des deux graviers (5/15 et 15/25)

Maille tamis (mm)	25	20	16	14	12,5	10	8	6,3	5	
Tamisât cumulé en Ai en %	Gravier 5/15	-	98,6 6	92,6 2	84,5 6	72,8 2	49,6 6	25,5 0	8,72	4,03
	Gravier 15/25	100	95,8 1	30,1 4	14,7 7	7,98	4,19	3,19	2,40	2,00

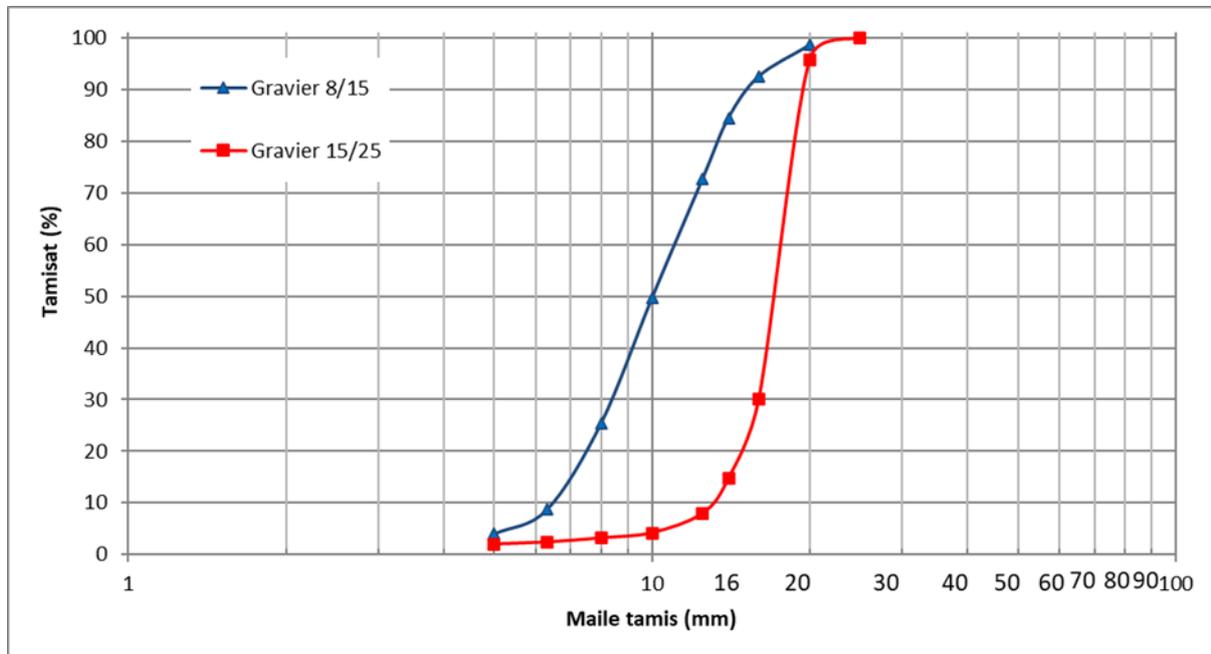


Fig. 3. 4. Courbes granulométriques des graviers 5/15 et 15/25 [63]

#### b) Dureté des graviers : Essai Los Angeles (NF P 18-573)

La dureté (LA) des graviers a été mesurée par l'essai Los Angeles dont le principe consiste à mesurer la quantité des éléments inférieurs à 1,6 mm produite en soumettant le matériau aux chocs de boulets normalisés et aux frottements réciproques dans la machine Los Angeles (Fig.3.5),



**Fig. 3.5. Appareil Los Angeles**

Le tableau suivant expose la dureté LA des deux graviers.

**Tab.3.5. Valeurs de la dureté au Los Angeles des deux granulats utilisés**

	G1 (5/15)	G2 (15/25)
Prise d'essai M (g)	5000	5000
Masse éléments < 1,6 mm m (g)	1230	1295
LA = (m/M)*100	24,6%	25,9%

Le gravier moyen présente un LA = 24,6% et le grossier un LA = 25,9%. Les deux valeurs sont inférieures au seuil limite fixé et qui est de 30%. Ils correspondent ainsi à des granulats courants qui conviennent parfaitement bien pour la confection de bétons ayant de bonnes performances mécaniques.

### 2.1.3. Poids spécifique des granulats

Le tableau suivant énumère les poids spécifiques des trois agrégats (sable, gravier 5/15, gravier 15/25). Ces valeurs sont des valeurs moyennes prises de la littérature.

**Tab. 3.6.. Poids spécifique des granulats [63]**

Granulats	Sable	Gravier 5/15	Gravier 15/25
masse spécifique absolue (kN/m <sup>3</sup> )	2.54	2.62	2.62

## 2.2. CIMENT

Le ciment Portland (CRS) résistant aux sulfates, appelé Mokaouem Plus, a été utilisé pour produire tous les mélanges de béton. Il a été fourni par le groupe cimentier LAFARGE d'Algérie (région de M'Sila). Il a une classe de résistance de 42,5 N-SR3 selon la norme NF EN 197-1

[55] et une teneur en C3A inférieure à 3%. Les principaux produits d'hydratation de ce ciment sont le CH et le C-S-H. Selon la norme NF EN 206-1 [56], ce type de ciment est couramment recommandé pour l'étanchéité des ouvrages d'assainissement exposés à des attaques chimiques. Le **tableau 3.7.** résume la composition physique et chimique du ciment utilisé.



**Fig. 3.6. Ciment Portland résistant aux sulfates (CRS) du groupe LAFARGE Algérie**

Les différentes caractéristiques du ciment utilisé sont indiquées sur la fiche technique élaborée par le producteur au niveau d'un laboratoire spécialisé conformément à la norme NA 442-2008 [57], et dont la composition chimique moyenne est présentée dans le **tableau 3.7.**

**Tab. 3.7. Composition chimique du ciment CRS utilisé**

Propriétés	Blaine (cm <sup>2</sup> /g)	Composition chimique (%)						
		SiO <sub>2</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	CaO	MgO	Na <sub>2</sub> O	K <sub>2</sub> O
Valeurs	3200 – 3800	21.33	3.63	4.31	-	2.29	0.25	0.09

### 2.3. ADDITIFS MINÉRAUX

Deux types d'additions minérales ont été utilisés. Il s'agit du laitier de haut fourneau (GBFS) et du métakaolin (désigné par la suite par MK).

#### 2.3.1. Laitier de haut fourneau (GBFS)

Les laitiers granulés de haut fourneau (GBFS) ont été collectés auprès du complexe métallurgique d'El Hadjar d'Annaba (Nord-Est de l'Algérie). Le GBFS a été séché dans le l'étuve puis broyé avec la machine Micro Deval. Deux kilogrammes de GBFS avec quatre kilogrammes de billes d'acier ont été utilisés pour l'opération de broyage, qui a duré 12 heures. Le tableau 3.8 résume la composition chimique et les propriétés physiques du GBFS.



Fig. 3.7. Laitier granulé de haut fourneau broyé (GBFS)

Tab. 3.8. Composition chimique du laitier de haut fourneau utilisé

Propriétés	finesse ( $\mu\text{m}^2/\text{g}$ )	Composition chimique (%)							
		SiO <sub>2</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	CaO	MgO	Na <sub>2</sub> O	K <sub>2</sub> O	LOI
GBFS [32]	~ 4000	41.07	9.06	3.31	42.71	2.25	0.25	0.83	0.32

### 2.3.2. Metakaolin

Le kaolin naturel local extrait de Djebel Debbagh près de Guelma (Nord-Est de l'Algérie) par l'usine de céramique ETER a été utilisé pour produire du métakaolin (MK). Le kaolin noté DD3 est de couleur grisâtre, contenant des impuretés (% MnO entre 2 – 5 %). Tout d'abord, le kaolin a été broyé en fine poussière à l'aide de l'appareil Micro-Deval contenant des billes d'acier. Ensuite, il a été tamisé à 80  $\mu\text{m}$  pour éliminer les grosses particules. Enfin, il a été calciné thermiquement par four sous une température contrôlée à 750°C pendant 5 h pour produire du MK. Le **tableau 3.9.** présente les propriétés physiques et la composition chimique du MK.



Fig. 3.8.. Calcination thermique du kaolin (Metakaolin)

**Tab. 3.9. Composition chimique du Metakaolin utilisé**

Propriétés	Blaine (cm <sup>2</sup> /g)	Analyse chimique (%)							
		SiO <sub>2</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	CaO	MgO	Na <sub>2</sub> O	K <sub>2</sub> O	LOI
MK (DD3)	~ 3500	43	39.9	1.9	0.20	0	0.06	0.10	15

#### 2.4. SUPERPLASTIFIANT ET EAU DE GACHAGE

Un superplastifiant désigné par le nom commercial « MasterGlenium 114 » a été utilisé pour la production de tous les mélanges de béton. Il s'agit d'un superplastifiant à base de polymères d'éther polycarboxylique qui permet d'obtenir un béton fluide avec une demande en eau considérablement réduite. Son taux de dosage normal recommandé est de 0,8 à 2,5 L/100 kg de matériau cimentaire total. Il a été utilisé à des pourcentages très faibles selon les résultats obtenus pour l'essai d'affaissement. De l'eau du robinet a été utilisée pour le coulage et la cure de toutes les éprouvettes de béton.



**Fig. 3.9. Superplastifiant MasterGlenium et eau du robinet**

### 3. FORMULATION DU BETON ET CONFECTIONNEMENT DES EPROUVETTES

#### 3.1. METHODE DE FORMULATION

Pour déterminer les pourcentages de sable, et de graviers qui vont permettre la réalisation d'un squelette granulaire à minimum de vides, nous avons utilisé la formulation de Dreux-Gorisse. 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 [63].

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

##### 3.1.1. Tracé de la droite de référence de Dreux

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

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

$$\text{Si } D_{\max} > 20 \text{ mm } \text{Module}(X) = (\text{Module}(D_{\max}) + 38) / 2$$

$$Y \text{ est donné en pourcentage de passants cumulés } Y = 50 - \sqrt{D_{\max}} + K$$

K : étant un coefficient correcteur qui dépend du dosage en ciment, de l'efficacité du serrage, de la forme des granulats (roulés ou concassés) et le module de finesse du sable. Ce coefficient est donné par le tableau suivant :

**Tab. 3.10. Valeurs du coefficient correcteur K [63]**

Vibration		Faible		Normale		Puissante	
Forme des granulats (Du sable en particulier)		Roulé	Concassé	Roulé	Concassé	Roulé	Concassé
Dosage en ciment	400 + Fluid	-2	0	-4	-2	-6	-4
	400	0	+2	-2	0	-4	-2
	350	+2	+4	0	+2	-2	0
	300	+4	+6	+2	+4	0	+2
	250	+6	+8	+4	+6	+2	+4
	200	+8	+10	+6	+8	+4	+6

La droite de Dreux a pour origine le point O qui a pour coordonnées (0,08 , 0) et pour extrémité le point B qui a pour coordonnées ( $D_{max}$  , 100).

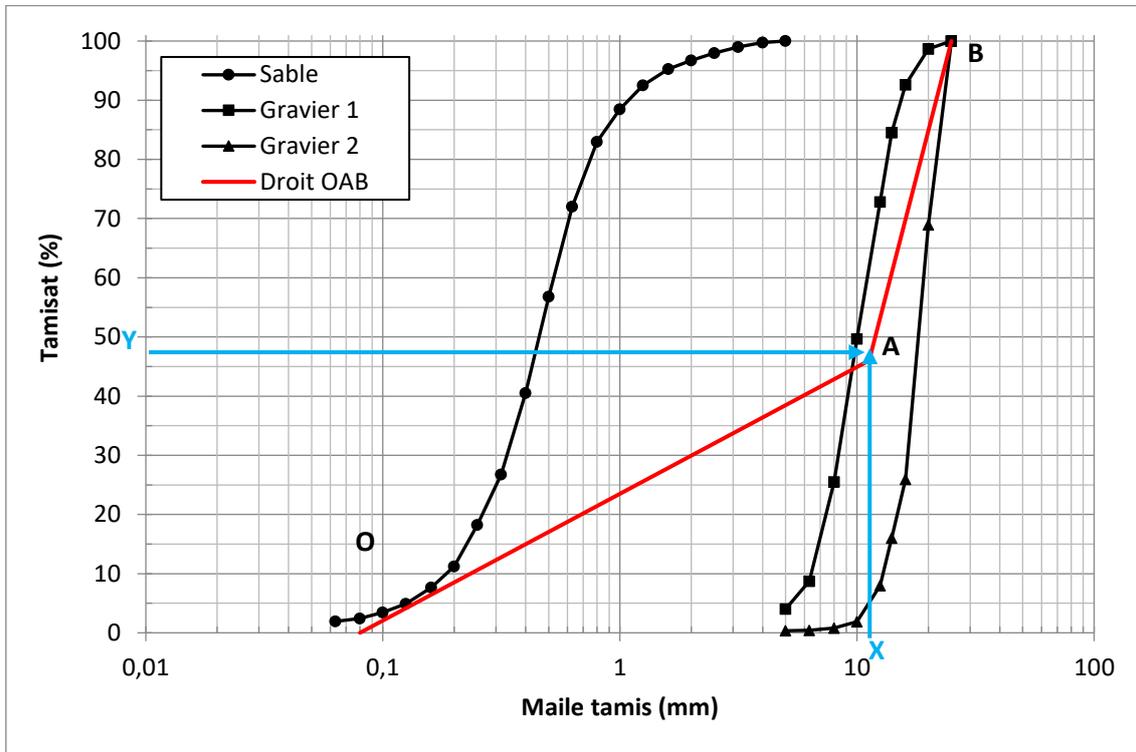


Fig. 3.10. Traçage de la droite de Dreux OAB [63]

### 3.1.2. Détermination des pourcentages en volumes absolus de 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 suivante 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. Ces pourcentages doivent permettre l'obtention d'un mélange dont la courbe granulométrique est proche de la droite brisée de Dreux. Si la courbe du mélange obtenue est trop éloignée de la courbe de Dreux, un ajustement de ces pourcentages peut s'avérer nécessaire.

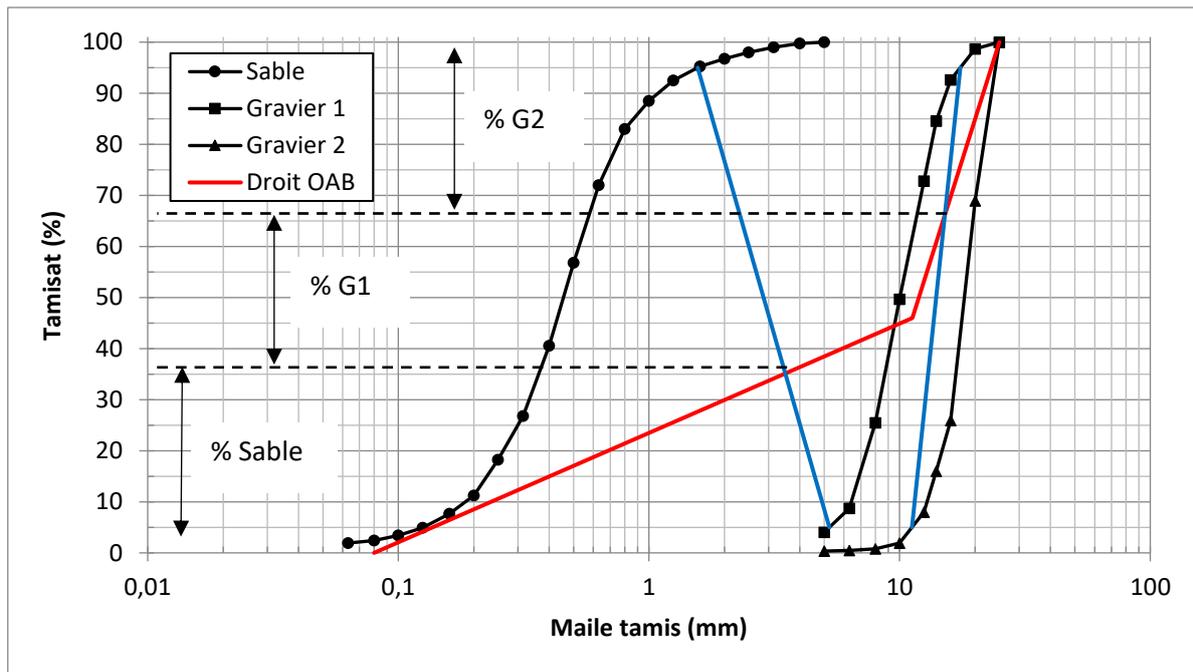


Fig. 3.11. Détermination des pourcentages en volumes absolus des granulats [63]

### 3.2. APPLICATION DE LA METHODE DREUX-GORISSE

Pour notre cas :

La composition est calculée selon les données suivantes :

- Type de béton : Résistant au sulfate de classe d'exposition **XA3** selon NF EN 206-1 [14].
- Résistance à la compression du béton à 28 jours : **40/50 MPa** (selon NF EN 206-1) [14].
- Dosage en ciment (selon NF EN 206-1) :  $385 - 5\% = 365,75 \text{ kg/m}^3$  (correction en fonction du  $D_{\max} = 25 : - 5 \%$ ).
- Rapport **E/C = 0,45** (selon NF EN 206-1) [14].
- Les trois classes granulaires des agrégats concassées : 0/5, 5/15 et 15/25.
- Diamètre maximal des granulats  $D_{\max} = 25\text{mm} > 20 \text{ mm}$ .
- Ouvrabilité du béton : plastique/mou (Affaissement au cône d'Abrams,  $\text{Aff} > 7 \text{ cm}$ ).
- Vibration courante : aiguille vibrante.

A partir de la **Fig. 3.11**, on détermine les pourcentages en volumes absolus des trois granulats. Les résultats sont présentés dans le tableau suivant.

Tab. 3.11. Pourcentages en volumes absolue des trois granulats (Sable 0/5, gravier 5/15, gravier 15/25)

Granulats	Sable 0/5	Gravier 5/15	Gravier 15/25
% en volumes absolus	35%	31%	34%

Par la suite, on a calculé les volumes de ciment, sable 0/5, gravier 5/15 et gravier 15/25 pour un mètre cube ( $1 \text{ m}^3$ ) de béton. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tab. 3. 12. Volumes des matériaux pour un mètre cube de béton**

<b>Volume béton</b>	<b>1 m<sup>3</sup></b>
<b>Compacité</b>	0.825
<b>Volume total absolu (x10<sup>-3</sup>)</b>	825 m <sup>3</sup>
<b>Dosage ciment</b>	365.75 kg/m <sup>3</sup>
<b>Densité ciment</b>	3.1
<b>Volume ciment (x10<sup>-3</sup>)</b>	117.984 m <sup>3</sup>
<b>Volume absolu granulats (x10<sup>-3</sup>)</b>	707.016 m <sup>3</sup>
<b>% sable 0/5</b>	35%
<b>Volume absolu sable (x10<sup>-3</sup>)</b>	247.456 m <sup>3</sup>
<b>% gravier 5/15</b>	31%
<b>Volume absolu gravier 1 (x10<sup>-3</sup>)</b>	219.175 m <sup>3</sup>
<b>% gravier 15/25</b>	34%
<b>Volume absolu gravier 2 (x10<sup>-3</sup>)</b>	240.385 m <sup>3</sup>
<b>Vérification du volume total</b>	825.00 m <sup>3</sup> ok

A partir des volumes obtenus, on a calculé les masses en kg des différents matériaux pour  $1 \text{ m}^3$  de béton. Les résultats sont présentés dans le tableau suivant. Il faut préciser qu'on a fait le malaxage du béton dans un malaxeur de capacité de 50L de béton.

**Tab. 3.13. Poids des matériaux dans la composition du béton**

Matériaux	Pour 1 m <sup>3</sup> béton	Pour 50L béton
Poids sable 0/5	<b>628,54</b>	<b>31,427</b>
Poids gravier 5/15	<b>574,24</b>	<b>28,712</b>
Poids gravier 15/25	<b>629,81</b>	<b>31,490</b>
Poids ciment	<b>365,75</b>	<b>18,288</b>
Poids eau (E/C = 0,45±1)	<b>170</b>	<b>8,5</b>
Densité théorique béton	<b>2,37</b>	<b>2,37</b>

### 3.3. CONFECTION DES EPROUVETTES DE BETON

On a utilisé trois types d'éprouvettes :

- Cubiques (150x150 mm) pour mesurer la résistance à la compression et la hauteur d'eau (pénétration d'eau).
- Cubiques de 100x100 mm pour mesurer la porosité et l'absorption capillaire.
- Prismatiques de 7x7x28cm pour mesurer du retrait.

Un minimum de trois éprouvettes de béton a été adopté pour l'ensemble des essais.

### 3.3.1. Préparation des moules

Les moules utilisés sont rigides en fonte et ne réagissent pas avec le béton. Ils résistent aux vibrations, aux déformations et réutilisable avec des caractéristiques constantes à chaque utilisation.



*Fig. 3.12. Photos des moules utilisés pour la confection des éprouvettes*

### 3.3.2. Malaxage du béton

Une bétonnière de capacité de 50 L a été utilisée pour le malaxage du béton. On a introduit d'abord les deux types de gravier, le sable, le ciment et les additifs (GBFS et MK) et les malaxer à sec jusqu'à obtention d'un mélange homogène. Ensuite, l'eau et le superplastifiant sont rajoutés progressivement. Le malaxage a duré environ 3 à 4 minutes.



*Fig.3.13 la bétonnière utilisée*

### 3.3.3. Coulage du béton

D'abord le malaxeur est vidé de béton en déversant l'ensemble du béton frais dans une brouette afin de faciliter le remplissage des moules. Ensuite, le béton est mis en place dans les moules en deux couches successives plus en moins de hauteurs égales. Les deux couches sont vibrées l'une après l'autre jusqu'à l'arrêt d'apparition des bulles d'air à la surface du béton. On a utilisé une aiguille vibrante comme moyen de compactage du béton.



*Fig. 3.14. Photos du coulage du béton*

### 3.3.4. Démoulage et cure

Les éprouvettes laissées à l'air libre sont démoulées après 24 h. Les moules sont ouverts en deux parties afin d'éviter l'endommagement des éprouvettes. Ensuite et à l'aide d'un marqueur permanent, toutes les éprouvettes sont numérotés successivement et immergées dans l'eau du robinet à température ambiante. La cure de conservation des éprouvettes cubiques de béton a duré 28 jours, 56 jours et 90 jours.



*Fig. 3.15. Démoulage et conservation des éprouvettes de béton*

#### **4. CONCLUSION DU TROISIEME CHAPITRE**

Dans ce troisième chapitre, nous avons exposé les caractéristiques des matériaux utilisés pour la préparation des éprouvettes ainsi que la méthode de formulation et de confectionnement de béton. Le bon choix des caractéristiques de ces matériaux et une bonne mise en œuvre sont nécessaires pour avoir un béton conforme aux exigences fixées et répond aux performances recherchées notamment la résistance aux attaques chimiques.

Les essais de caractérisation de la phase inerte : sable + graviers laissent apparaitre que les granulats choisis dans ce travail répondent aux différentes normes et peuvent donc être utiliser pour la confection des bétons hydrauliques.

Concernant les résultats obtenus sur les performances mécaniques et critères de durabilité des bétons étudiés, les résultats seront présentés et discutés dans le quatrième chapitre.

---

**CHAPITRE 4 : COMPORTEMENT DU BETON PRE-FISSURE ET  
MODIFIE SOUS ATTAQUE CHIMIQUE**

---

## 1. INTRODUCTION

La corrosion du béton est la principale pathologie présente dans les stations de traitement des eaux usées. La détérioration causée par ce processus chimique réduit la durée de vie des éléments structuraux en béton et augmente les coûts d'opération de maintenance. La durabilité des structures est menacée par les attaques d'acide sulfurique qui détériore la matrice cimentaire du béton par la formation du gypse et d'ettringite qui sont des produits expansifs. Ce processus de dégradation se produit très lentement et peut prendre plusieurs années avant que les premières fissures ne soient visibles ce qui peut causer de graves dommages aux structures en béton.

Pour améliorer la durabilité du béton sous attaque d'acide sulfurique, la substitution du ciment par des additifs minéraux résistants aux attaques chimiques a montré ces performances à travers plusieurs études. Parmi ces additifs, on trouve le laitier de haut fourneau (GBFS) et le métakaolin (MK) qui sont des matériaux locaux disponibles dans les régions proches de Guelma.

Dans ce contexte, cette étude expérimentale est focalisée sur l'effet couplé de la pré-fissuration et de l'incorporant du GBFS et du MK sur le comportement mécanique et de durabilité du béton durci. Le GBFS et MK ont été utilisés comme substitution du ciment à différents pourcentages afin d'évaluer leur effet, sous attaque chimique, sur la résistance à la compression, la perte de masse, la porosité accessible à l'eau, la profondeur de pénétration d'eau, l'absorption d'eau par capillarité et le retrait hydraulique pour deux niveaux de pré-fissuration différents du béton. L'acide sulfurique a été utilisé comme agent corrosif pour accélérer le processus de corrosion du béton et obtenir ainsi des résultats rapides.

## 2. PROTOCOLES EXPERIMENTAUX

### 2.1. FORMULATION RETENUE

Dans notre étude, on a choisi de travailler sur quatre formulations de béton avec différents taux de remplacement du ciment par le MK et le GBFS. La première formulation notée « F0 » est la formulation de référence préparée avec le ciment portland seul. Les trois autres formulations notées « F5, F10 et F15 » sont composées avec des niveaux de remplacement (par masse de liant) ascendants qui sont « 5%, 10% et 15% » respectivement. Pour chaque formulation, une quantité égale de MK et de GBFS a été utilisée comme liant binaire pour remplacer le ciment. Les quatre formulations ont été conçus selon la norme NF EN 206-1[14] pour représenter le minimum acceptable spécifié dans la classe d'exposition chimique XA3.



Fig.4.1. MK, GBFS et Ciment

Le tableau 4.1. Présente les détails des proportions des mélanges pour 50 L de béton. Au total, dix-huit cubes ont été coulés par formulation en une seule fois c'est-à-dire neuf cubes de moules 150 mm et neuf cubes de moules de 100 mm. Quatre prismes de béton mesurant 7x7x28 mm ont également été coulés pour contrôler le retrait. Au total, 288 éprouvettes de cubiques ont été coulées pour les quatre formulations soit 72 éprouvettes par fomulation (36 cubes de 150 mm et 36 de 100 mm).

Tab. 4.1. Composition des formulations pour 50 L de béton (kg)

Description	F0	F5	F10	F15
Ciment RS	18,288	17,374	16,459	15,545
Metakaolin (MK)	0	0,457	0,914	1,372
Laitier de haut fourneau (GBFS)	0	0,457	0,914	1,372
Sable (0/5)	31,427			
Gravier moyen (5/15)	28,712			
Gravier grossier (15/25)	31,490			
Eau	8,5			
Superplastifiant (1% du poids de liant)	0,183			
Poids total	118,6			

## 2.2. PROTOCOLE DE PRE-FISSURATION

La pré-fissuration consiste a créé des microfissures dans les éprouvettes de béton par l'effet des charges cycliques de compression à différents niveaux de la résistance à la compression de référence ( $R_c$ ) à 28 jours. Les dommages causés par la pré-fissuration sont contrôlés en mesurant le temps des ondes ultrasoniques avant et après l'application de la charge.

Des éprouvettes de béton avec deux niveaux de pré-fissuration différents ont été préparées pour étudier l'effet de la pré-fissuration sur la dégradation du béton sous attaque d'acide sulfurique.

Tout d'abord, les valeurs moyennes de la résistance à la compression à 28 jours de toutes les formulations (F0, F5, F10 et F15) ont été mesurées pour trois éprouvettes cubiques. La vitesse initiale de l'onde ultrasonore temporelle " $T_0$ " a été mesurée pour chaque éprouvette par l'analyseur d'impulsions ultrasoniques (UPV) en plaçant ses deux sondes (une émettrice et l'autre réceptrice) sur les faces opposées des cubes. L'analyseur d'impulsion ultrasonique (UPV) commercial fabriqué par CONTROLS a été utilisé (**Fig. 4.2**). Ensuite, des dommages mécaniques ont été imposés aux éprouvettes de béton. La vitesse de chargement était de 0,5 MPa/s et les niveaux de chargement étaient 40% ou 60%, selon le cas, de la résistance moyenne ultime à la compression à 28 jours. Après avoir atteint chaque niveau de pré-fissuration, la charge a été maintenue pendant 1 min puis le béton a été déchargé (**Fig. 4.2**). En utilisant l'UPV, la vitesse de l'onde ultrasonique temporelle après le cycle de chargement-déchargement " $T_i$ " est mesurée pour quantifier les dommages mécaniques induits. La **figure 4.2** présente l'essai de chargement-déchargement appliqué et la mesure de la vitesse de l'onde sonique. Le degré d'endommagement « D » des éprouvettes de béton est calculé en utilisant l'équation 4.1:

$$D = 1 - \left(\frac{T_0}{T_i}\right)^2 \quad (4.1)$$

où,  $T_0$  et  $T_i$  sont respectivement les temps des ondes ultrasoniques avant et après le cycle de chargement-déchargement.

Pour l'ensemble des éprouvettes testées par les différents essais, on a adopté trois degrés d'endommagement différents à savoir : pas d'endommagement initial noté «  $D_0$  », degré d'endommagement de  $0,1 \pm 0,02$  noté «  $D_{40}$  » et degré d'endommagement de  $0,2 \pm 0,02$  noté  $D_{60}$ . Le degré d'endommagement a été produit en appliquant le cycle de chargement-déchargement sur les éprouvettes jusqu'à obtention de la valeur « D » prédéterminée. A titre d'exemple, on a appliqué trois cycles de chargement-déchargement pour atteindre le degré d'endommagement  $D_{60}$ . Le choix de ces degrés d'endommagement est basé sur les travaux de Zhiming et al, 2020, [71].

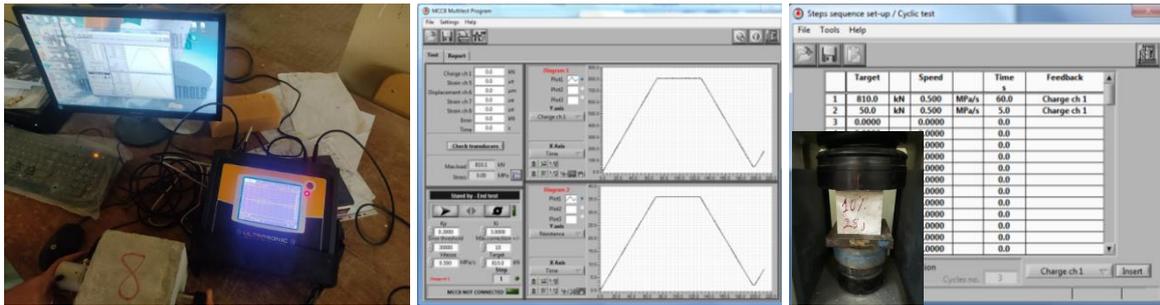


Fig.4.2 Protocole de pré-fissuration et mesure de la vitesse de l'onde ultrasonique

### 2.3. ATTAQUE CHIMIQUE A L'ACIDE SULFURIQUE

Après la création de la pré-fissuration dans les éprouvettes de béton, des essais d'attaque d'acide sulfurique ont été effectués afin d'étudier la durabilité du béton dans des conditions chimiques similaires à celles que l'on trouve dans les bassins des stations d'épuration c'est-à-dire une forte agressivité chimique associée aux eaux usées. Les éprouvettes de béton ont été immergées dans un bain de solution d'acide sulfurique ( $H_2SO_4$ ) à 5% de concentration. Le choix de cette dernière est basé sur le travail de (L. Wu,2021) [64] dont lequel le processus de dégradation était accéléré afin de se rapprocher au maximum des conditions réelles où la dégradation peut prendre plusieurs années à se produire. Les éprouvettes ont été divisées en deux parties afin de faire une comparaison et de quantifier avec précision l'effet binaire de la pré-fissuration et de la dégradation par l'acide sulfurique. La première partie a été durcie dans l'eau du robinet, tandis que l'autre a été immergée dans une solution d'acide sulfurique (Fig. 4.3.).



Fig.4. 3. Essai d'attaque à l'acide sulfurique

La masse des éprouvettes cubiques a été mesurée à différentes périodes (voir tab. 4.2). Avant la prise de masse, les éprouvettes ont été nettoyées en enlevant la croûte superficielle provoquée par l'action de l'acide à 7, 21, 42 et 63 jours sous l'eau courante (Fig. 4.4). Cette action a donné lieu à un écoulement blanc laiteux et on a arrêté le nettoyage lorsque l'eau est devenue claire. Tout les cubes ont été égouttés et immédiatement pesés pour évaluer tout changement de masse

(perte ou gain). A la fin, les éprouvettes ont été remises dans la solution d'acide après son renouvellement.



Fig. 4.4. L'état des éprouvettes après l'attaque sulfurique

A la fin de l'exposition à l'acide c-à-dire après 63 jours d'attaque, les éprouvettes ont été testées en termes de changement de la résistance à la compression, la porosité accessible à l'eau, la pénétration de l'eau et l'absorption capillaire. Le **tableau 4.2** présente la démarche des essais, la description détaillée des essais est fournie dans les paragraphes suivants.

Tab. 4.2. Démarche expérimentale de l'étude

Type d'essai	Détails des essais	
	Pas de Pré-fissuration	Pré-fissuration et exposition à l'acide sulfurique
Résistance à la compression	Eprouvettes testées à 28, 56 et 90 jours	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Eprouvettes de béton pré-fissurées après 28 jours de temps de cure puis exposées immédiatement à l'acide sulfurique.</li> <li>- Deux niveaux de pré-fissuration se sont appliqués (40% et 60%).</li> <li>- Eprouvettes testées après exposition à l'acide sulfurique.</li> </ul>
Perte de masse	-	Mesurée pour l'ensemble des éprouvettes exposées à l'acide sulfurique pour différents périodes (7, 21, 42 et 63 jours).
Porosité accessible à l'eau	Eprouvettes testées après 28 jours	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Eprouvettes de béton pré-fissurées après 28 jours de temps de cure puis exposées immédiatement à l'acide sulfurique.</li> <li>- Deux niveaux de pré-fissuration se sont appliqués (40% et 60%).</li> <li>- Eprouvettes testées après exposition à l'acide sulfurique.</li> </ul>
Pénétration d'eau	Eprouvettes testées après 28 jours	
Absorption d'eau par capillarité	Eprouvettes testées après 28 jours	
Retrait hydraulique	Début de mesure après 24 h (après démoulage des éprouvettes de béton)	

## 2.4. RESISTANCE A LA COMPRESSION

La résistance à la compression est l'une des propriétés essentielles du béton. L'essai consiste à appliquer un effort de chargement sur une éprouvette jusqu'à rupture en utilisant une presse d'essai de compression. La presse utilisée est une machine de marque CONTROLS ayant une capacité maximale de 3000 kN. Les éprouvettes doivent être bien centrées entre les deux plateaux, afin d'éviter l'apparition des moments dus à l'excentricité de la charge de compression.

Tout d'abord, des cubes de béton non endommagés de 150x150x150 mm ont été testés pour déterminer la résistance à la compression après 28, 56 et 90 jours de cure dans l'eau, conformément à la norme NF P 18-406, 2013[60]. La résistance moyenne à la compression a été déterminée en testant trois éprouvettes pour chaque âge. Ensuite, des cubes de béton similaires (non endommagés) ont été testés pour chaque formulation après 63 jours d'exposition à l'acide sulfurique. Cet essai a pour objectif de montrer l'effet de l'attaque chimique seule sur la résistance à la compression. Enfin, la résistance à la compression a été déterminée pour les éprouvette de béton endommagés (D40 et D60) et exposés à l'acide sulfurique afin d'évaluer leur effet binaire.



Fig. 4.5. Mesure de la résistance à la compression avant et attaque d'acide

## 2.5. POROSITE ACCESSIBLE A L'EAU

La porosité accessible à l'eau est un paramètre de premier ordre dans l'évaluation et la prévision de la durabilité du béton. Parmi les méthodes à disposition, la détermination de la porosité accessible à l'eau par pesée hydrostatique.

L'évolution de la porosité accessible à l'eau de béton non endommagé (D0) et des cubes de béton endommagés et exposés à l'acide sulfurique a été suivie sur des éprouvettes cubiques de 100 mm de côté. Cette porosité permet d'évaluer le pourcentage des vides dans la matrice de béton reliés à la surface. Elle est considérée comme un indicateur de durabilité d'un point de vue microstructural car elle influence les propriétés de transfert du béton. La porosité a été mesurée par pesée hydrostatique selon la norme ASTM C1754 [66]. Tout d'abord, les

échantillons ont été immergés dans l'eau à température ambiante pendant 28 jours jusqu'à saturation complète. Ensuite, les échantillons ont été pesés sous l'eau, à l'air et après avoir été séchés au four à 80°C jusqu'à obtention d'une masse constante. La combinaison du poids immergé, du poids à l'air et du poids après séchage a été utilisée pour calculer la porosité accessible à l'eau selon la formule 4.2

$$n = \frac{V_v}{V_t} = \frac{M_{air} - M_{sec}}{M_{air} - M_{eau}} \quad (4.2)$$

$V_v$  : volume des vides accessible à l'eau.

$V_t$  : volume total de l'échantillon testé.

$M_{eau}$  : la masse de l'échantillon immergé dans l'eau.

$M_{air}$  : la masse saturée dans l'air.

$M_{sec}$  : la masse de l'échantillon après séchage à  $80 \pm 5^\circ\text{C}$  jusqu'à masse constante.



Fig. 4.6. Mesure de la Porosité accessible à l'eau

## 2.6. PROFONDEUR DE PENETRATION D'EAU

Un essai de pénétration d'eau a été réalisé pour évaluer la perméabilité des différentes formulations de béton. La procédure d'essai est détaillée dans la norme EN 12390-8,2019 [67]. Trois échantillons de chaque mélange ont été séchés à l'étuve à 80°C jusqu'à masse constante, la période de séchage variant de 8 à 10 jours. Après refroidissement à température ambiante, de l'eau a été appliquée sous une pression de 5 bars sur le côté de l'échantillon cubique de béton de 150 mm de côté et maintenue constante pendant 72 heures (Fig.4.7). Après, les cubes ont été retirés et divisés en deux moitiés à l'aide l'essai de traction du béton. La profondeur maximale du profil de pénétration de l'eau dans la porosité du béton a été mesurée pour chaque échantillon

et la valeur moyenne de ces mesures a été rapportée. Ce paramètre est appelé la profondeur de pénétration d'eau. Des cubes de béton non pré-fissurés (exposés et non exposés à l'acide sulfurique) ont été testés. La profondeur de pénétration de l'eau a été mesurée également pour les éprouvettes de béton pré-fissurées (D40 et D60) et exposés à l'acide sulfurique.



Fig.4.7 Essai de pénétration de l'eau dans le béton avant et après exposition à l'acide

## 2.7. ABSORPTION CAPILLAIRE

Comme pour l'essai de porosité accessible à l'eau, l'essai d'absorption d'eau par capillarité (sorptivité) a été réalisé sur des cubes de béton non pré-fissurés (D0) et sur des cubes de béton pré-fissurés et exposés à l'acide sulfurique (cubes de 100 mm). D'abord, trois éprouvettes cubiques pour chaque mélange ont été séchées dans l'étude à 80°C jusqu'à stabilisation de la masse. Ensuite, les éprouvettes ont été imperméabilisées avec de la résine époxy sur leur surface latérale afin d'assurer une absorption d'eau uniaxiale et empêcher l'évaporation latérale.



*Fig. 4. 8. Imperméabilisation des éprouvettes avant et après exposition à l'acide*

Ensuite, les éprouvettes ont été pesées avant d'être testées, et la face inférieure des éprouvettes a été placée sur des tiges pour permettre un accès libre à une profondeur d'eau de 5 mm (**Fig. 4.9**). Enfin, la sorptivité a été évaluée en mesurant le changement de masse de l'échantillon (quantité d'eau absorbée).



*Fig. 4.9. Essai d'absorption d'eau par capillarité avant et après exposition à l'acide*

Les poids des éprouvettes ont été mesurés à un intervalle défini de 0,25, 0,5, 0,75, 1, 2, 3, 4, 6, 8, 10, 24 heures et tous les jours à la même heure pour la suite de l'essai. Les essais ont été effectués dans des conditions de laboratoire et avant chaque pesée le film d'eau retenu sur la face inférieure de l'éprouvette a été essuyé avec une serviette en papier pour éliminer l'excès d'eau.



*Fig. 4.10. Mesure du poids des éprouvettes avant et après exposition à l'acide*

Les valeurs moyennes de la sorptivité pour trois échantillons de chaque mélange ont été rapportées. Le coefficient de sorptivité (S) selon la norme BS EN 480-5, 2005 [68] a été calculé en utilisant l'équation suivante 4.3:

$$S = \frac{Q}{A \cdot t^{1/2}} \quad (4.3)$$

où Q est le poids d'eau absorbé,

A est la section transversale de l'éprouvette en contact avec l'eau,

t est le temps,

S est le coefficient de sorptivité (m/s<sup>1/2</sup>).

### 2.8. RETRAIT TOTAL

Le retrait de total est une propriété importante du béton qui affecte sa durabilité. Il est dû à la perte de la quantité d'eau pendant le processus de durcissement du béton qui provoque la contraction. L'essai a été réalisé selon la norme ASTM C 157, (2017) [69] en utilisant un appareil de mesure de retrait (**Fig. 2.11**) par changement de longueur qui est exprimé en (mm/m) avec une précision de 1/100 mm. Le retrait de trois échantillons prismatiques (7x7x28 mm) a été mesuré chaque jour pendant 6 semaines dans les conditions de laboratoire. Les valeurs moyennes ont été calculées pour chaque formulation. Cet essai a été réalisé pour les éprouvettes de béton non pré-fissurées et non exposées à l'acide sulfurique.



*Fig. 4.11. Essai de Retrait total*

### 3. RESULTATS ET DISCUSSIONS

#### 3.1. RESISTANCE A LA COMPRESSION

##### 3.1.1. Effet des additifs minéraux pour différents temps de cure

La figure 4.12 présente l'évolution de la résistance à la compression ( $R_c$ ) en fonction du temps de durcissement (28, 56 et 90 jours). Les résultats montrent une augmentation de  $R_c$  en fonction du temps de cure pour l'ensemble des formulations. La formulation F10 a fourni la résistance la plus élevée à moyen et long terme (56, 90 jours) par rapport aux autres formulations. Ce résultat est dû à la réaction pouzzolanique créée par les minéraux du GBFS et le MK dans le béton. Cette réaction se développe lentement dans la matrice interne du béton et elle permet de créer des nouvelles liaisons C-S-H entre les agrégats. Par conséquent, la résistance à la compression continue d'augmenter après 28 jours. Ces résultats ont été également montrés dans le travail de Bheel et al.(2020) [70] et Duan et al.(2013) [50] où le GBFS and MK ont été utilisés comme matériaux de remplacement partiel de ciment dans le béton.

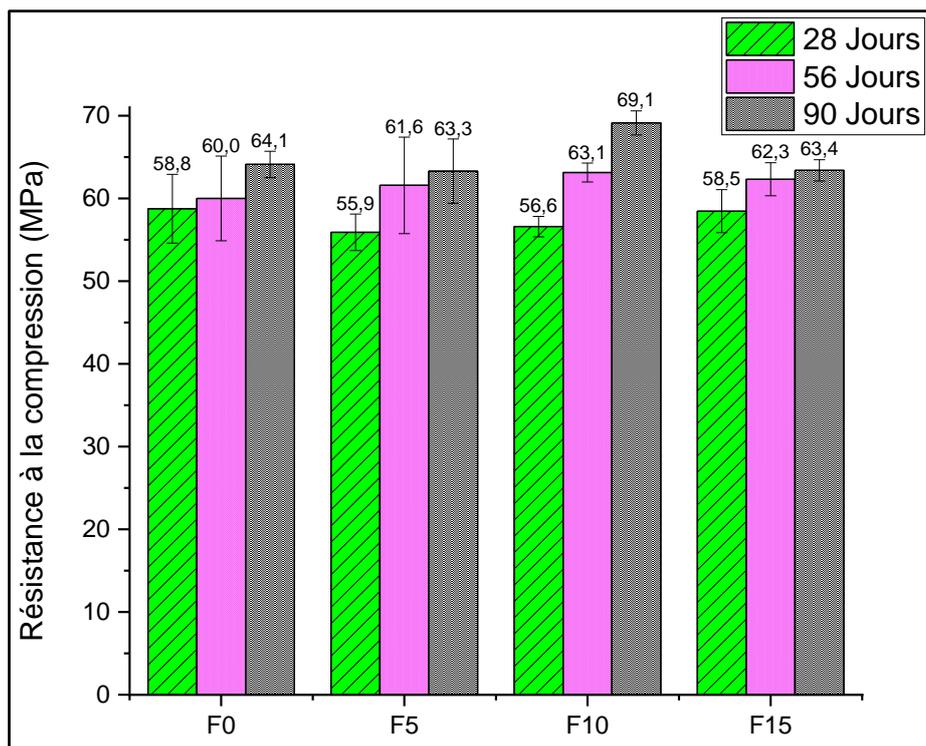


Fig. 4.12. Résistance à la compression en fonction du temps de cure

##### 3.1.2. Effet combiné du degré de pré-fissuration et d'attaque chimique

La comparaison des résistances à la compression du béton non pré-fissuré (0% pré-fissuration) avant et après exposition à l'acide (Fig. 4.13) montre que la formulation F0 résistante légèrement mieux aux attaques chimiques comparativement aux trois autres formulations. Le

remplacement du ciment par du MK et du GBFS dans les trois formulations F5, F10, et F15 fourni des résistances à peu près similaires à la formulation F0 avec des pourcentages de diminution de  $R_c$  entre 45 et 50%. Ces mêmes remarques sont valables pour le béton pré-fissuré à 40% et 60% (**Fig 4.14 et Fig 4.15**).

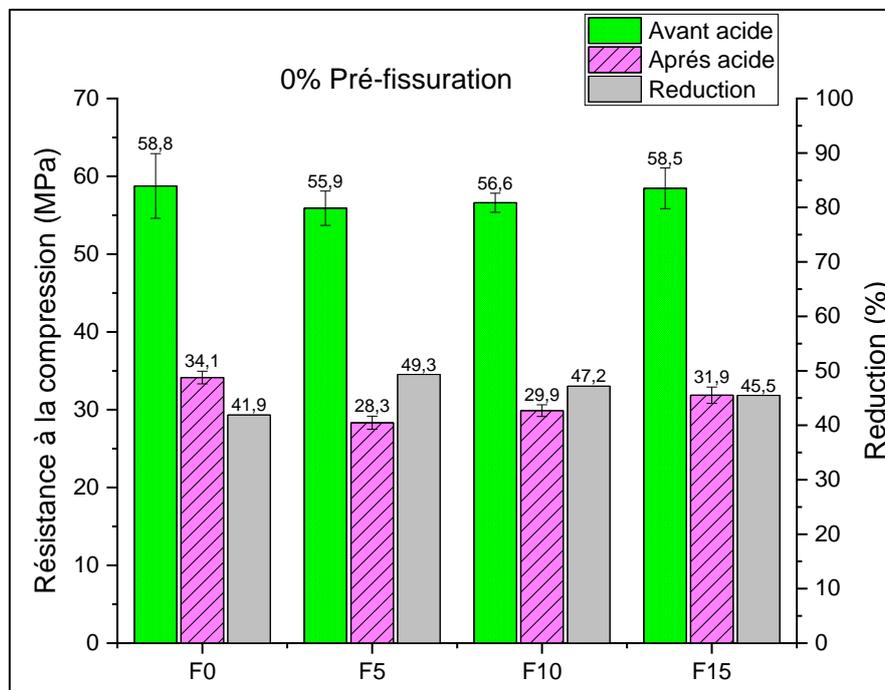


Fig. 4.13. Evolution de la résistance à la compression à 28 jours avant et après exposition à l'acide pour différentes formulations (0% de pré-fissuration)

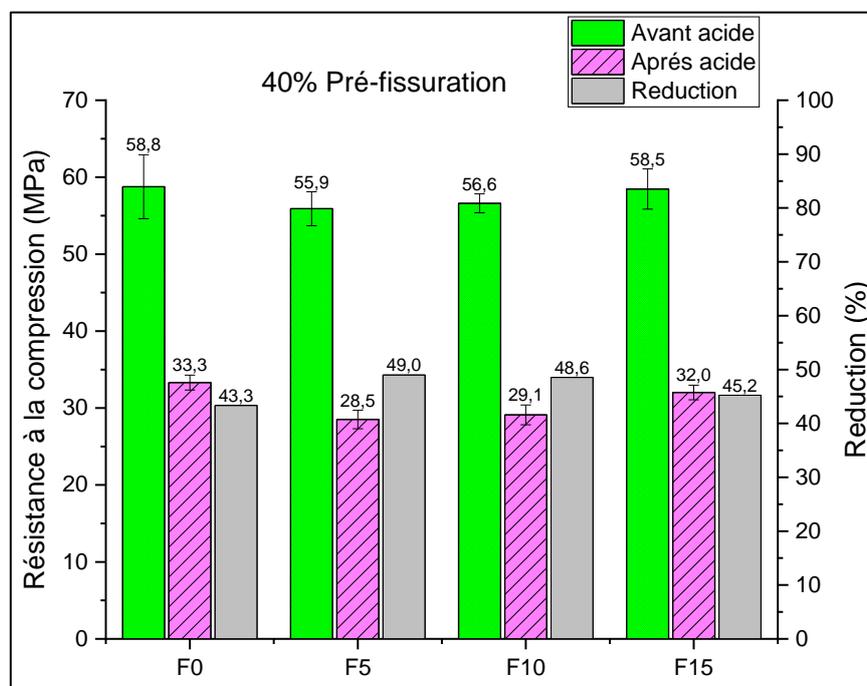


Fig. 4.14. Evolution de la résistance à la compression à 28 jours avant et après exposition à l'acide pour différentes formulations (40% de pré-fissuration)

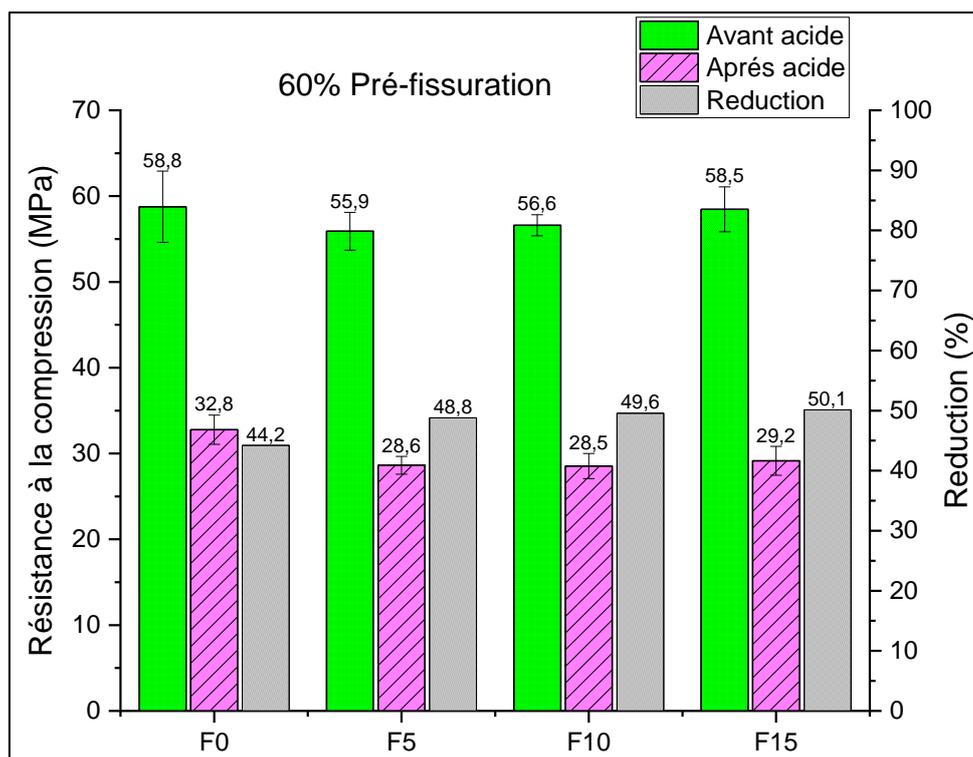


Fig. 4.15. Evolution de la résistance à la compression à 28 jours avant et après exposition à l'acide pour différentes formulations (60% de pré-fissuration)

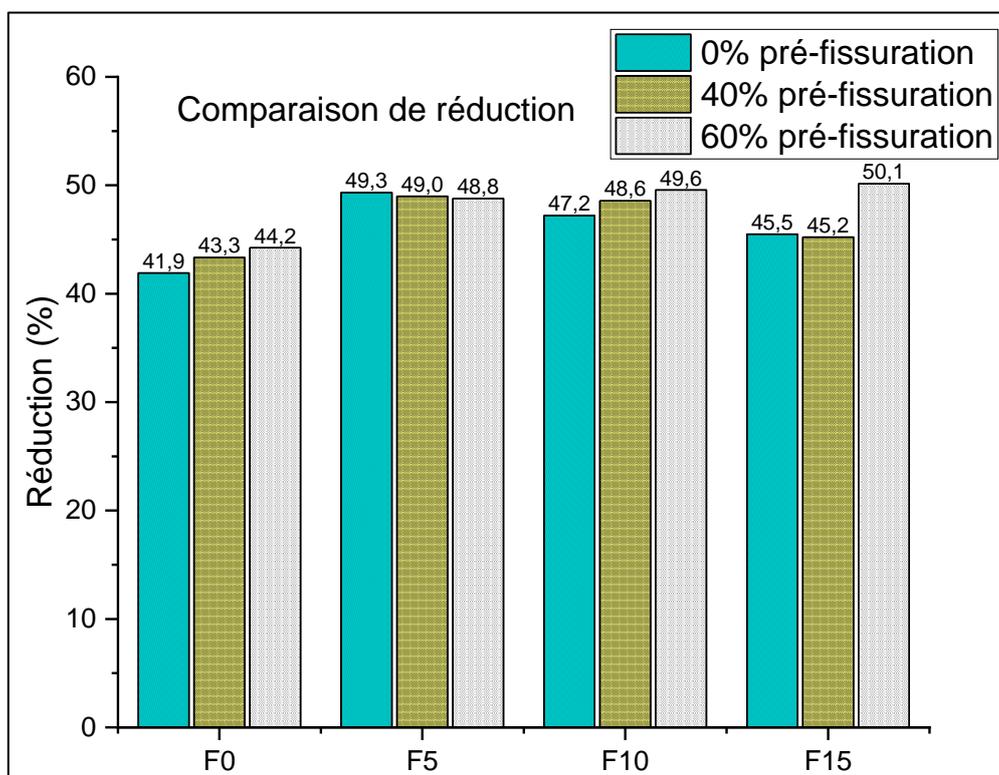
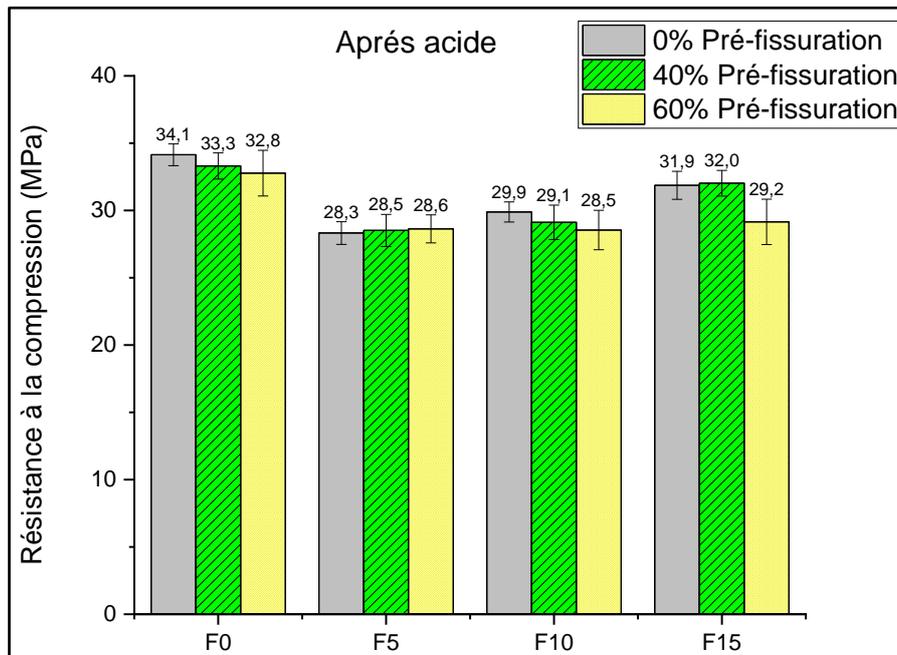


Fig. 4.16. Pourcentages de réduction de la résistance à la compression à 28 jours pour différents taux de pré-fissuration

### 3.1.3. Comparaison entre les différentes formulations après attaque chimique

La comparaison des  $R_c$  montre qu'il y a une diminution de  $R_c$  en fonction de l'augmentation du pourcentage de pré-fissuration pour toutes les formulations à l'exception de la formulation F5 où les résistances sont restées quasi-stables (**Fig. 4.17**). Ce résultat s'explique, a priori, par la pénétration plus profonde de l'acide à l'intérieur de la matrice cimentaire du béton pré-fissuré (40%, 60%) grâce à la formation de microfissures créées par l'effet cyclique de chargement-déchargement ce qui provoque la détérioration de la matrice cimentaire du béton. De plus, la formation des microcristaux d'ettringite dispersées dans la matrice cimentaire dus à la réaction de l'acide avec le béton, entraîne une expansion et une augmentation de la fissuration du béton, ce qui provoque une perte de cohésion des C-S-H et par conséquent, une diminution de la résistance à la compression.



**Fig. 4.17.** Comparaison des résistances à la compression à 28 jours après exposition à l'acide pour différentes formulations.

### 3.2. PERTE DE MASSE SOUS L'EFFET D'ATTAQUE CHIMIQUE

La **Fig. 4.18**, présente l'influence de la pré-fissuration sur l'évolution de la masse de l'éprouvette soumise à l'acide. Les résultats montrent que cette influence est négligeable pour l'ensemble des formulations. La masse des éprouvettes a diminué rapidement après 7 jours d'attaque d'acide puis elle a stabilisé après 20 jours pour toutes les formulations. La formulation F0 a montré la plus faible perte de masse (environ 4%) par rapport aux autres formulations (F5→7% ; F10 et F15→5,5%) et cela, quel que soit le taux de pré-fissuration. Cette

constatation confirme les résultats obtenus pour la résistance à la compression après exposition à l'acide, où F0 a fourni la meilleure résistance. Cela permet de conclure que l'influence de la pré-fissuration sur l'évolution de la masse de l'éprouvette soumise à l'acide est négligeable pour l'ensemble des formulations.

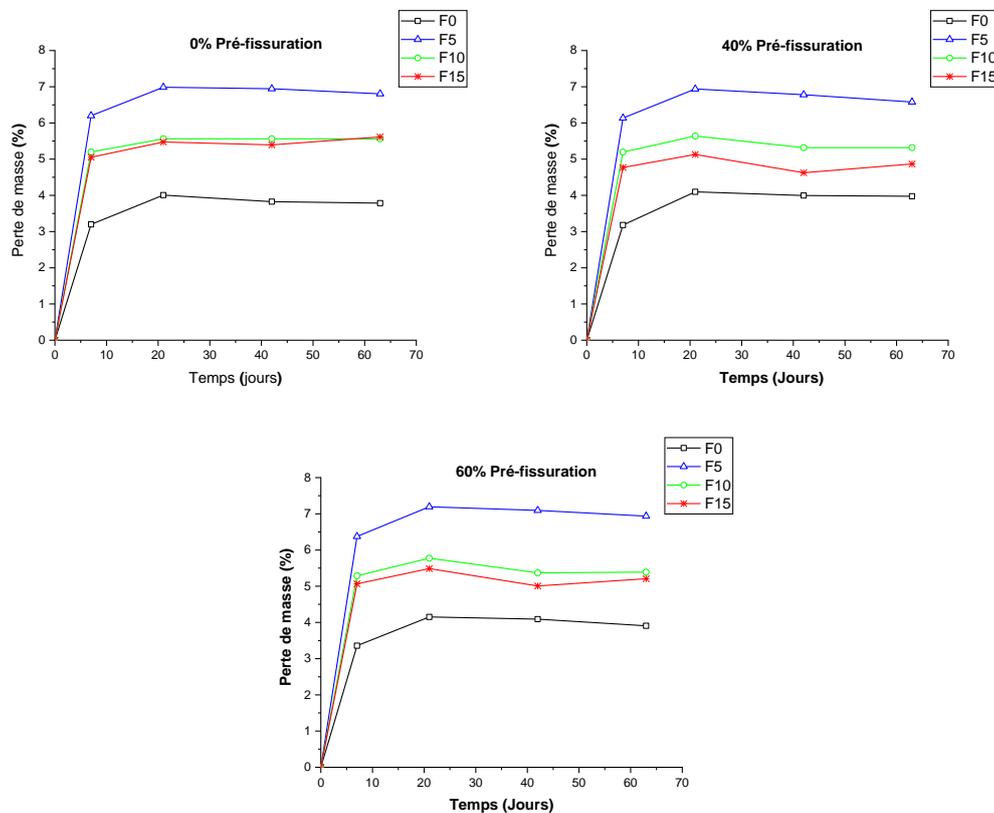


Fig. 4.18. Perte de masse après exposition à l'acide pour différents niveaux de dommages

### 3.3. EFFET D'ATTAQUE CHIMIQUE SUR LA POROSITE ACCESSIBLE A L'EAU

La Fig. 4.19 présente l'évolution de la porosité accessible à l'eau après pré-fissuration et exposition à l'acide sulfurique pour les différentes formulations. Les résultats montrent qu'il y a une diminution de la porosité de 1 à 3 points d'écart après pré-fissuration et exposition à l'acide. La plus petite diminution a été obtenue pour la formulation F0, tandis que la plus grande a été obtenue pour la formulation F10. Cette diminution de la porosité accessible à l'eau peut être due au développement d'ettringite sur la surface de l'éprouvette de béton à cause d'attaque chimique par l'acide. La croûte développée à la surface obture (colmate) les vides externes du béton ce qui réduit la porosité accessible.

On remarque également que l'effet du taux de pré-fissuration est négligeable sur la valeur de la porosité dans la gamme de pourcentages testés (40% et 60%). Dans le cas du béton non pré-

fissuré et exposé à l'acide, les résultats montrent une diminution d'un point de la porosité pour F0, de 2 points pour F5 et F15, et de 3 points pour F10. Ces résultats sont similaires aux résultats précédents (c'est-à-dire avec pré-fissuration). On peut conclure que l'effet de la pré-fissuration sur la porosité pour l'ensemble des formulations est faible pour les taux de pré-fissuration inférieurs à 60%.

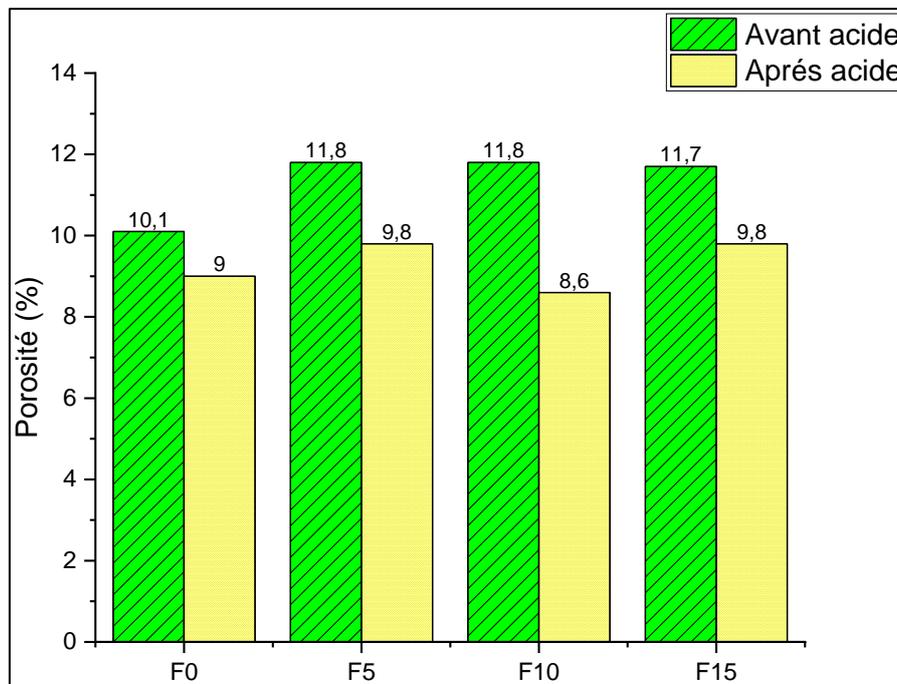


Fig. 4. 19. Porosité accessible à l'eau avant et après exposition à l'attaque d'acide

### 3.4. HAUTEUR D'EAU DU BETON PRE-FISSURE ET EXPOSE A L'ACIDE

Les Fig. 4.20 et 4.21 présentent l'évolution de la profondeur de pénétration d'eau sous une pression de 5 bars notée « H » en fonction du taux de pré-fissuration. Les résultats montrent qu'il y a une augmentation de "H" dans les éprouvettes de béton en fonction de l'augmentation du taux de pré-fissuration pour toutes les formulations avant et après l'exposition à l'acide. Ces résultats montrent clairement l'effet de la pré-fissuration créée par les cycles de chargement-déchargement dans le développement de nouvelles microfissures et de nouvelles connexions entre celles-ci. En effet, ces dernières facilitent la diffusion de l'eau dans la porosité interne et dégradent ainsi la matrice cimentaire du béton.

#### ❖ Avant exposition à l'acide

Avant l'exposition des éprouvettes à l'acide, la formulation F10 a fourni la plus faible pénétration d'eau pour les trois taux de fissuration (0%, 40%, 60%). En revanche, la formulation F5 a fourni la pénétration d'eau la plus élevée par rapport aux autres formulations pour les trois taux de pré-fissuration. Ce résultat montre que le remplacement du ciment à 10% par le GBFS et

MK améliore la durabilité du béton dans le cas où le béton est pré-fissuré par la réduction de la pénétration d'eau dans le béton.

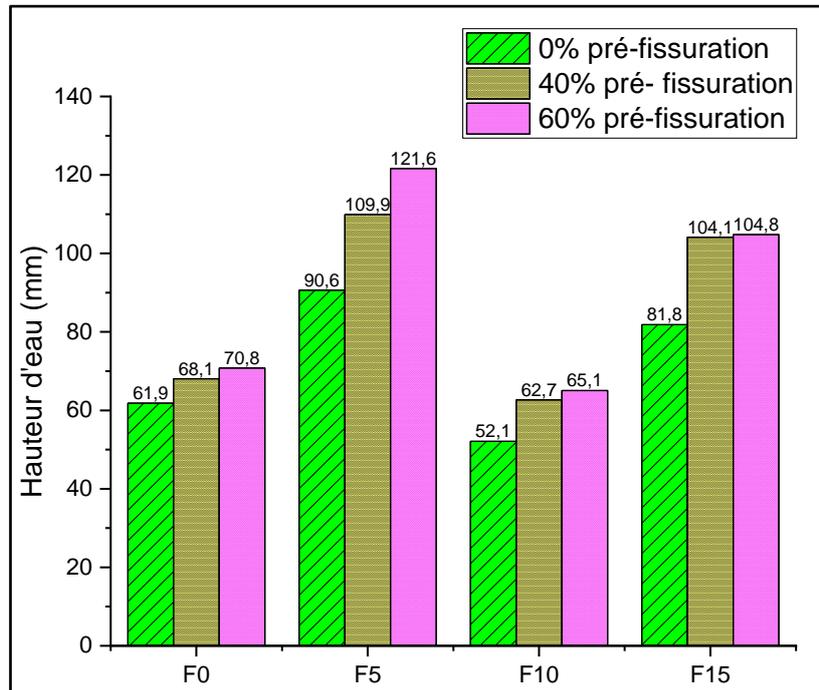


Fig. 4.20. Profondeur de pénétration d'eau avant exposition à l'acide

❖ **Après exposition à l'acide**

Après exposition du béton à l'acide, la formulation F10 a fourni la hauteur d'eau la plus faible pour le béton non pré-fissuré (Fig. 4.21). D'autre part, les hauteurs d'eau les plus faibles ont été fournies par les formulations F15 et F0 à 40% et 60% de pré-fissuration, respectivement.

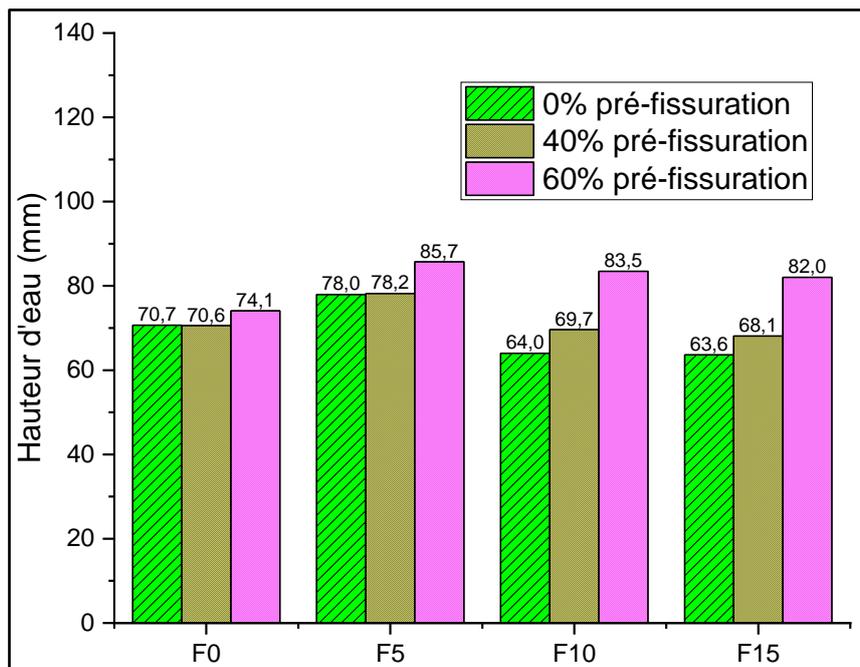


Fig. 4.21. Profondeur de pénétration d'eau après exposition à l'acide

❖ **Comparaison entre les différentes formulations**

La comparaison globale des profondeurs de pénétration d'eau (**Fig. 4.22**) montre qu'il y a une diminution de « H » après exposition à l'acide par rapport à celle obtenue avant exposition à l'acide pour les formulations F5 et F15. Cette diminution peut être expliquée par le développement de l'ettringite dans la porosité de la surface externe des éprouvettes ce qui a colmaté les pores du béton. En revanche, cette tendance est inversée pour les formulations F0 et F10, où « H » est plus élevé après l'exposition à l'acide. Ce résultat peut être dû au développement de nouvelles connexions entre les vides dans la matrice solide du béton.

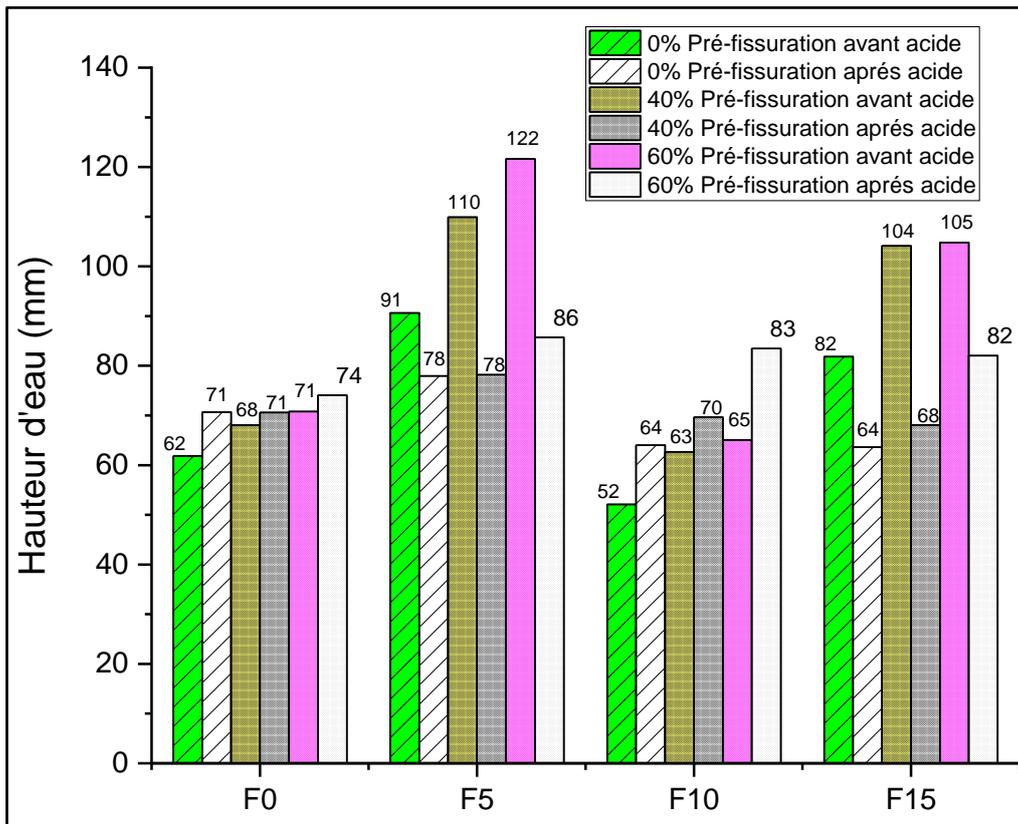


Fig. 4.22. Comparaison des profondeurs de pénétration d'eau des différentes formulations

**3.5. ABSORPTION CAPILLAIRE DU BETON PRE-FISSURE ET EXPOSE A L'ACIDE**

L'évolution des valeurs de sorptivité (absorption capillaire) en fonction du temps pour l'ensemble des formulations avant et après exposition à l'acide est présentée sous forme de courbes (**Fig. 4.23**). L'examen qualitatif des courbes montre qu'il y a, d'une part, des différences entre les tendances des courbes avant et après exposition des éprouvettes de béton à l'acide, et d'autre part, des différences entre les tendances des courbes de sorptivité en fonction du taux de pré-fissuration.

Afin de montrer l'effet d'exposition à l'acide et le taux de pré-fissuration sur la sorptivité (absorption capillaire), on a déterminé le coefficient d'absorption capillaire (CAC) pour l'ensemble des courbes car ce paramètre permet de mieux quantifier les tendances d'absorption d'eau par capillarité pour le béton. L'analyse des résultats est présentée dans ce qui suit.

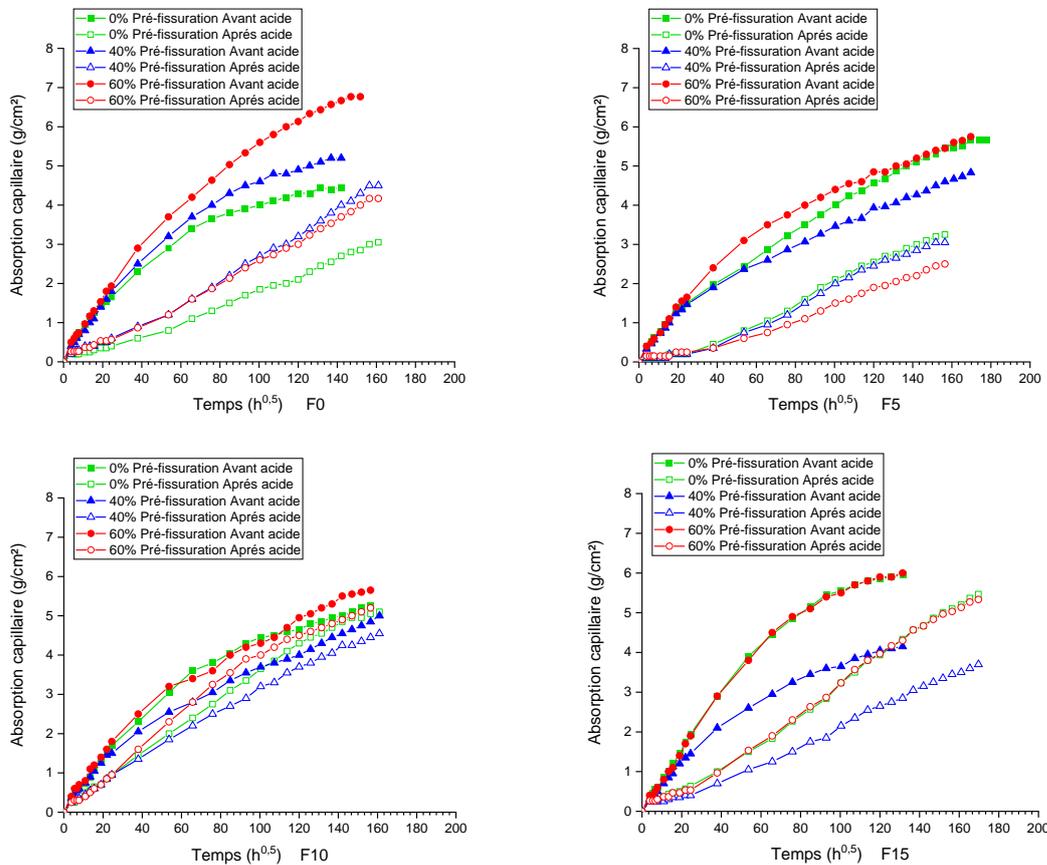


Fig. 4.23. Courbes de sorptivité avant et après exposition à l'acide pour différents taux de pré-fissuration (F0, F5, F10, F15)

### 3.5.1. Effet de la pré-fissuration sur coefficient d'absorption capillaire

La Fig 4.24 présente l'évolution du coefficient d'absorption capillaire (CAC) en fonction du taux de pré-fissuration avant et après exposition à l'acide. Avant l'exposition à l'acide, le CAC a diminué puis il a augmenté pour revenir à l'état initial pour les formulations F0 et F15. En revanche, l'effet de la pré-fissuration sur le CAC est faible pour les formulations F5 et F10. Après exposition à l'acide, les résultats montrent qu'il y a un faible effet de la pré-fissuration sur le CAC pour toutes les formulations (Fig. 4.24).

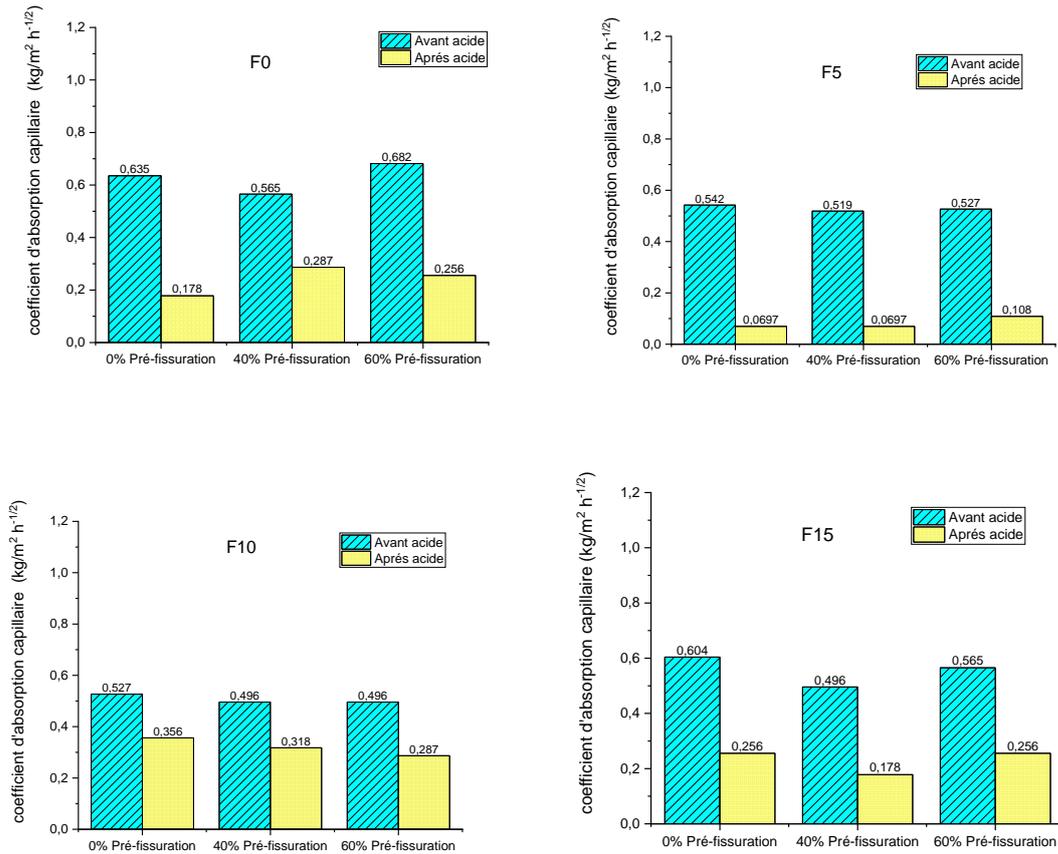


Fig. 4.24. Effet de la pré-fissuration sur le coefficient d'absorption capillaire

### 3.5.2. Effet des additifs sur le coefficient d'absorption capillaire

Les résultats de l'effet de l'ajout des additifs sur le CAC sont présentés dans la Fig. 4.25. Ces résultats montrent qu'il y a une diminution du CAC après exposition à l'acide pour toutes les formulations et les différents taux de pré-fissuration (Fig. 4.25). Avant l'exposition à l'acide, le CAC minimum a été obtenu pour la formulation F10 pour les trois taux de pré-fissuration 0%, 40%, et 60%. En revanche, le CAC maximum a été obtenu pour la formulation de référence F0 pour les trois taux de pré-fissuration. Ce résultat montre que la formulation F10 est la plus performante en termes d'absorption capillaire par rapport aux autres formulations. Après exposition à l'acide, le CAC minimum a été obtenu pour la formulation F5, quel que soit le taux de pré-fissuration. Le CAC maximum a été obtenu pour la formulation F10 pour tous les taux de pré-fissuration. Cette constatation peut être expliquée par le taux de développement de l'ettringite à la surface extérieure des éprouvettes de béton, où ce composé a obstrué la porosité de surface, ce qui a réduit l'absorption capillaire. Un CAC faible signifie qu'il y a un pourcentage plus grand d'ettringite (F5), tandis qu'un CAC élevé signifie qu'il y a un pourcentage plus petit d'ettringite (F10). On peut conclure donc qu'après exposition à l'acide

la formulation F10 composée de 10% de GBFS+MK a fourni le meilleur résultat et elle résiste mieux aux attaques chimiques d'acide sulfurique.

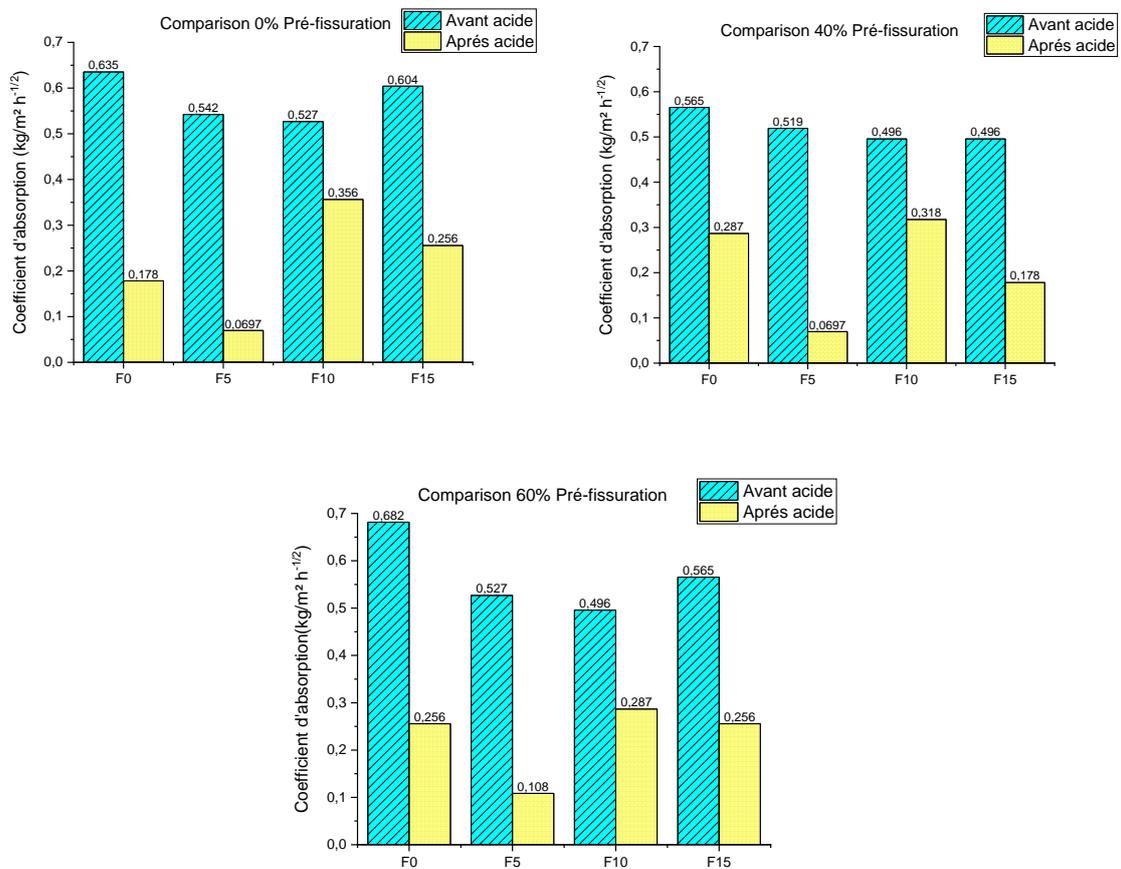


Fig. 4.25. Effet des additifs (GBFS+MK) sur le coefficient d'absorption capillaire

### 3.6. RETRAIT TOTAL

La Fig. 4.26 présente l'évolution du retrait total en fonction du temps de cure. Le résultat montre que le retrait le plus faible a été obtenu pour la formulation F10 (0,236 mm/m) après 43 jours de suivi. Les retraits des trois autres formulations, F0, F5 et F15 sont très proches (autour de 0,321 mm/m). La stabilisation du retrait pour toutes les formulations a eu lieu environ 25 à 30 jours après le bétonnage. Une légère baisse a été remarquée après 35 jours pour les formulations F0, F5, et F15, alors que pour F10, le retrait est resté quasi-stable.

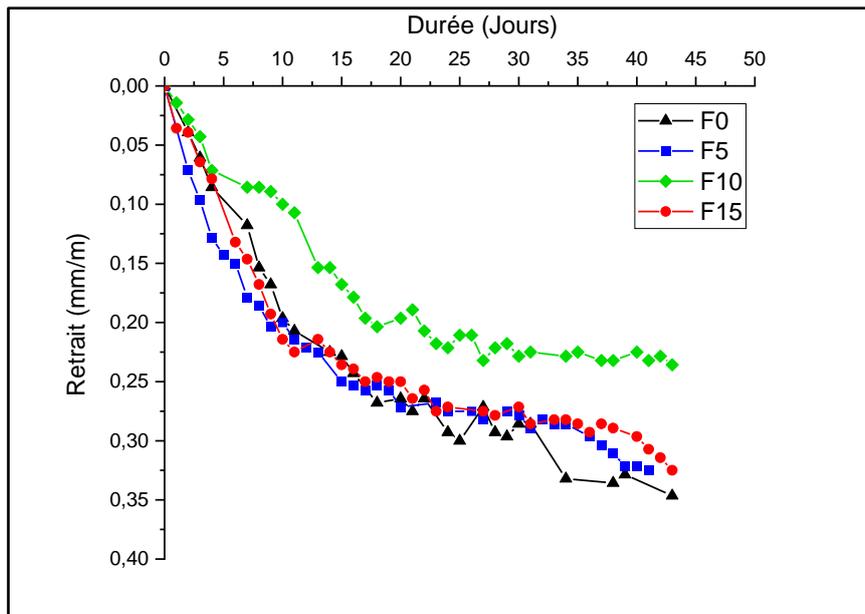


Fig. 4.26. Évolution du retrait total en fonction du temps

#### 4. CONCLUSION

On a étudié à travers ce travail les effets du couplage entre la pré-fissuration et l'ajout d'additifs (GBFS+MK) comme matériaux cimentaires binaires sur les propriétés mécaniques et de durabilité du béton durci. Les résultats des essais ont permis de tirer les conclusions suivantes :

- Le béton incorporant 10% de GBFS et MK (formulation F10) a fourni la résistance à la compression la plus élevée à 56 et 90 jours que le béton de référence F0 et les autres formulations de béton modifié (F5 et F15). Le niveau de résistance a continué d'augmenter avec le temps. Cette augmentation est attribuée à la réaction pouzzolanique fournie par GBFS et MK.
- À 28 jours, la comparaison des résistances à la compression du béton non pré-fissuré avant et après exposition à l'acide montre que le remplacement du ciment par GBFS et MK pour les trois formulations F5, F10 et F15 a fourni des résistances presque similaires à la formulation de référence (F0). Les pourcentages de diminution de la résistance pour les différentes formulations après exposition à l'acide varient entre 45 et 50%. L'augmentation du degré de pré-fissuration du béton pour toutes les formulations a réduit la résistance globale de compression du béton après exposition à l'acide.
- La perte de masse dû aux attaques d'acide sulfurique pour les différentes formulations est faible (entre 4% et 7%), et cela, quel que soit le degré de pré-fissuration. Le degré de pré-fissuration du béton a un faible impact sur la perte de masse des éprouvettes soumises à l'acide sulfurique.

- Après exposition à l'acide, la variation de la porosité accessible à l'eau pour les différents degrés de pré-fissuration est négligeable pour toutes les formulations. La plus grande diminution a été obtenue pour la formulation F10 avec un pourcentage de réduction d'environ 27%.
- Avant et après l'exposition à l'acide et pour toutes les formulations, l'augmentation du degré de pré-fissuration a réduit la durabilité du béton par l'augmentation de la hauteur de pénétration d'eau. La formulation F10 a fourni la plus faible hauteur d'eau quel que soit le degré de pré-fissuration, et par conséquent, la meilleure durabilité par rapport aux autres formulations. Ce résultat montre l'effet positif des additifs (GBFS et MK) sur la durabilité du béton.
- La pré-fissuration a un faible effet sur le coefficient d'absorption capillaire (CAC) pour toutes les formulations. De plus, la formulation F10 a fourni le plus faible CAC avant exposition à l'acide, ce qui signifie une meilleure durabilité que la formulation de référence avec ciment sans additifs (F0). La formulation optimale est le remplacement de ciment à 10% par GBFS et MK. Cette même formulation a fourni le coefficient d'absorption capillaire le plus élevé après exposition à l'acide en raison du faible taux de développement d'ettringite sur la surface du béton, confirmant la durabilité de cette formulation.
- Le retrait du mélange F10 après un temps de cure de 25 à 30 jours est le plus faible par rapport aux autres mélanges. Ce qui conforte encore une fois les résultats déjà obtenus pour cette formulation optimale.

## **CONCLUSION GENERALE**

Le travail mené dans le cadre de cette thèse s'attache à répondre à la problématique de la dégradation des bétons des ouvrages des stations d'épuration des eaux usées. Le nombre de désordres pouvant affecter la durabilité de tels ouvrages est en effet important et leurs origines sont très diverses. Nous avons focalisé nos efforts sur les dégradations sous l'effet d'attaque chimique d'acide sulfurique. Pour ces milieux chimiquement agressifs, le vecteur commun à tous les agents agressifs est l'eau qui dissout les composés gazeux ou solides. Le transport des substances agressives se fait essentiellement par perméation et par diffusion, indicateurs majeurs de durabilité dépendant essentiellement de la compacité du béton.

Le béton est un système chimique fortement basique, à comportement évolutif dans le temps et plus ou moins réactif au contact avec le milieu extérieur. Pour améliorer ses performances et sa durabilité, il est indispensable de mieux comprendre sa réponse aux agressions chimiques et la capacité de sa matrice solide à se protéger contre ces attaques afin de faire en sorte que sa période d'amorçage soit la plus longue possible.

D'une manière générale, les attaques chimiques des bétons mettent en jeu deux mécanismes couplés que sont la dissolution des hydrates (lixiviation des ions  $\text{Ca}^{2+}$  de la portlandite  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  et des silicates de calcium hydratés C-S-H) et la précipitation de sels nocifs ou non. Les conséquences générales sont un accroissement de la porosité et de la fissuration, une augmentation de la perméabilité et de la diffusivité, des pertes de raideur et de résistances mécaniques. Pour lutter contre ces attaques chimiques dans les bétons, l'utilisation d'addition minérale consommatrice de chaux et productrice de C-S-H contribue à améliorer la durabilité des bétons.

Le principal objectif de cette thèse était d'étudier les effets de couplage de la pré-fissuration et de l'utilisation du Laitier de haut fourneau (GBFS) et du Métakaolin (MK) comme matériaux cimentaires binaires sur les propriétés mécaniques et de durabilité du béton durci. Notre démarche de travail est basée sur des essais expérimentaux réalisés au laboratoire sur des éprouvettes de béton. Nous avons réalisé sur quatre formulations (F0, F5, F10 et F15) des essais de résistance à la compression, des essais de perte de masse suite aux attaques chimiques, des essais de pénétration d'eau dans le béton sous pression (hauteur d'eau), des essais de porosité accessible à l'eau, des essais d'absorption capillaire et des essais de mesure de retrait hydraulique. L'ensemble de ces essais (sauf pour le retrait hydraulique) ont été réalisés sur des

## *CONCLUSION GENERALE*

---

éprouvettes de béton saint (sans fissuration ni attaque chimique) et pré-fissuré et exposé à l'acide sulfurique.

Les résultats des essais ont permis d'apporter des nouveaux éléments sur l'effet couplé, sous attaque chimique, de la pré-fissuration et de la substitution du ciment par GBFS et MK. Les conclusions suivantes peuvent être tirées :

- La réaction pouzzolanique générée par l'ajout du GBFS et MK offre au béton une résistance à la compression supplémentaire à long terme comparativement au béton de ciment seul. La formulation F10 (10% de GBFS et MK) a fourni la meilleure  $R_c$  à 56 et 90 jours.
- Le béton non pré-fissuré et modifié par GBFS et MK des trois formulations F5, F10 et F15 se prouve au même niveau de résistance à la compression à 28 jours de la formulation de référence (F0) et cela avant et après exposition à l'acide. Les pourcentages de diminution de  $R_{c28}$  dû à l'attaque de l'acide sont en moyenne à 50% la résistance initiale. L'augmentation du degré de pré-fissuration du béton a réduit la résistance à la compression du béton après exposition à l'acide pour l'ensemble des formulations.
- Le degré de pré-fissuration du béton a un effet négligeable sur la perte de masse et la variation de la porosité accessible à l'eau dû à l'attaque de l'acide sulfurique et cela pour l'ensemble des formulations. En revanche, l'augmentation du degré de pré-fissuration a réduit la durabilité du béton par l'augmentation de la profondeur de pénétration d'eau et cela avant et après l'exposition à l'acide et pour toutes les formulations. La formulation F10 a fourni la meilleure durabilité par rapport aux autres formulations ce qui montre l'effet positif de ce pourcentage (10%) des additifs (GBFS et MK) sur la durabilité du béton.
- La formulation optimale est celle correspondant au remplacement de ciment à 10% par GBFS et MK (F10) car cette formulation a fourni, une meilleure durabilité initiale comparativement à la formulation de référence (F0) avant exposition à l'acide. Cette même formulation a fourni le CAC le plus élevé après exposition à l'acide en raison du faible taux de développement d'ettringite sur la surface du béton (les pores sont moins colonisés par l'ettringite), confirmant encore une fois la durabilité de cette formulation. Enfin, la pré-fissuration a un faible effet sur le CAC pour toutes les formulations.

## *CONCLUSION GENERALE*

---

- Le retrait hydraulique de la formulation F10 est le plus faible par rapport aux autres mélanges. Ce qui appui encore une fois les résultats déjà obtenus pour cette formulation optimale.

En perspectives de ce travail, nous proposons d'effectuer de nouvelles investigations sur le comportement de béton pré-fissuré et modifié à la fois par des additifs minéraux et des agrégats recyclés et/ou des polymères. Nous proposons également de faire des essais de comportement mécanique et de durabilité sur le béton pré-fissuré à niveau dépassant 60% afin de comprendre son comportement dans les conditions extrêmes de fissuration.

## Références bibliographiques

- [1] Xavier L, 2010. Guide pratique des stations de traitement des eaux. Editeur Paris : Eyrolles, 2010, p. 195-197.
- [2] Bourrier, R., Satin, M., & Selmi, B. (2017). Guide technique de l'assainissement. 5e ed. Paris : Éditions Le Moniteur. 2017, p. 95-97.
- [3] Veolia Eau. (2008). Les Enjeux d'assainissement. Service Technique. Marseille : Région Sud -Est. 2008, p. 75-87.
- [4] De Caluwé .W. (FEREB) , M. Le Begge (CFE) (2007) « Réparation et protection des ouvrages en béton (bâtiment et génie civil) ) Note d'information technique 231(CSTC) Page 7
- [5] Guerrée & Gomella, 1983 Les eaux usées dans les agglomérations urbaines ou rurales– Tome 2: Le traitement. Edition Eyrolles. 1983, p. 195-197.
- [6] Rapport Du Programme D'appui Au Secteur De L'eau Et De L'assainissement Eau II, Schéma National De Développement De L'assainissement 2022. p. 05-19.
- [7] BAEL91 révisé 99. béton armé - règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites – Règles BAEL 91 révisées 99 – Février 2000, Edition des journaux officiels du ministère de l'équipement, des transports et du logement.
- [8] Fascicule 74 : Cahier des clauses techniques générales applicables aux marchés publics de travaux –Fascicule 74 – Construction des réservoirs en béton, 1998, Edition des journaux officiels du ministère de l'équipement, des transports et du logement.
- [9] Eurocode 2 partie 3 : Silos et réservoirs, p. 265-297.
- [10] La norme NF EN 206-1. "Le Béton à l'Heure Européenne : mise en vigueur de la norme NF EN 206-1." Revue technique du bâtiment et des constructions industrielles 225 (2004) : 33-37.
- [11] NF EN 197-1 DE NORMALISATION, C. E. Ciment Partie 1: Composition, spécifications et critères de conformité des ciments courants. CEN, NF EN 197-1, Février 2001 pp. P 15-101-1.
- [12] REGOURD M. (1976), « Carbonatation accélérée et résistance des ciments aux eaux agressives ». Rilem Int. Symp., Cement and Concrete Association, Vexham Springs, 1976.
- [13] KAMALI S. (2003), Comportement et simulation des matériaux cimentaires en environnements agressifs : lixiviation et température. Thèse de l'ENS Cachan-LMT n° 2003/4, 7 février 2003.
- [14] MEHTA P.K. (2006) – “Durability of Concrete. The Zigzag Course of Progress”. 7 th CANMET/ACI International Conference on Durability of Concrete, Montreal (Canada), V.M. Malhotra ed., ACI SP-234, 2006, p. 1-16.
- [15] BARON J., OLLIVIER J.-P. (1999) Les bétons, Bases et données pour leur formulation, Eyrolles, 1999, p. 51-52 et p. 205-207.
- [16] BOURDETTE B. (1994) Durabilité du mortier : prise en compte des auréoles de transition dans la caractérisation et la modélisation des processus physiques et chimiques d'altération. Thèse de doctorat, INSA Toulouse, 1994, 206 p.
- [17] KONECNY L., MUKHERJEE P.K., FROST C.R. (1991)– “Leaching of concrete”.Adv. in Cementitious Materials, Ceramic transactions, n° 16, 1991, p. 477-487.
- [18] ADENOT F. (1992) Durabilité du béton : caractérisation et modélisation des processus physiques et chimiques de dégradation du ciment. Thèse de doctorat, université d'Orléans, 1992, 240 p.

## **REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE**

---

- [19] GRUBE H., RECHENBERG W. “Durability of concrete structures in acidic water”. *Cem. Concr. Res.*, vol. 19, n° 5, p 183-792.
- [20] KREIJGER P.C. (1983) “Environmental factors affecting building an its durability”. Séminaire Durabilité des bétons et des pierres, Saint-Rémy-lès-Chevreuse, Cons. Int. De la langue française, Paris, 1983.
- [21] ZIVICA V., BAJZA A. – “Acidic attack of cement-based materials - a review. Part 2: Factors of rate of acidic attack and protective measures”. *Construction and Building Materials*, 16, 2002, p. 215-222.
- [22] DUGNOLLE E. (2004) « Corrosion biologique des bétons au contact avec les eaux résiduaires ». *Revue CSTC*, n° 4, 1973, p. 26-28.
- [23] DE BELIE N., DEBRUYCKERE M., VAN NIEWENBURG D., DE BLAERE B (1997) of *Agricultural Engineering Research*, vol. 68, n° 2, 1997, p 101-108.
- [24] NEVILLE A., (2004). “The confused world of sulphate attack on concrete”. *Cem. Concr. Res.*, vol. 34, 2004, p. 1275-1296.
- [25] La norme NF XP P18-545 de définir les termes relatifs aux granulats relevant de la DPC 89/106/CE.
- [26] TAYLOR H.F.W. (1996) – “Ettringite in cement paste and concrete”. *Int. Rilem Conf., Concrete: from material to structure*, Arles, 11-12 sept. 1996, p. 55-76.
- [27] AFGC-RGCU (2007) *GranDuBé, Grandeurs associées à la durabilité des bétons*, sous la dir.de G. Arliguie et H. Hornain, Presses des Ponts et Chaussées, 2007, 440.
- [28] CRAMMOND N.(2002) – “The occurrence of thaumasite in modern constructions: A review”. *Cement and Concrete Composites*, vol. 24, n° 3-4, 2002, p. 393-402.
- [29] COLIN F., MUNK-KOEFED N. (1987) *Formation de H<sub>2</sub>S dans les réseaux d’assainissement, Conséquences et remèdes. Études interagences Rhône-Méditerranée-Corse*, mai 1987.
- [30] NF P15-317 Le présent document définit les caractéristiques des ciments pour travaux à la mer pour les ciments spécifiés dans les normes NF EN 197-1, NF EN 14647, NF EN 15743, NF P 15-314 et NF P 15-302.
- [31] NF P15-319 le présent document ne s'applique plus aux ciments courants résistant aux sulfates, couverts par la norme NF EN 197-1, à savoir les CEM I ; les CEM III/B et CEM III/C ; les CEM IV/A et CEM IV/B.
- [32] BENSALFI. E., F. Bouteldja, M.S. Nouaouria, P. Breul,(2019) Influence of crushed granulated blast furnace slag and calcined eggshell waste on mechanical properties of a compacted marl, *Transportation Geotechnics* 20 (2019), 100244, <https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2019.100244>.
- [33] RABEHI Bahia, (2013), *Evaluation des propriétés réfractaires et cimentaires du kaolin de Djebel Debbagh Thèse de Doctorat 2013 UNIVERSITE M’HAMED BOUGARA-BOUMERDES*.
- [34] Bakera, M.G. Alexander,(2019) Use of metakaolin as a supplementary cementitious material in concrete, with a focus on durability properties, *RILEM Technical Letters* 4 (2019) 89–102. <https://doi.org/10.21809/rilemtechlett.2019.94>.
- [35] Alireza Joshaghani, Mohammad Amin Moeini and Mohammad Balapour. (2017) Evaluation of incorporating metakaolin to evaluate durability and mechanical properties of concrete. *Advances in Concrete Construction*, Vol. 5, No. 3 (2017) 241-255. DOI: <https://doi.org/10.12989/acc.2017.5.3.241>.
- [36] Ramezaniapour A.ABahrami Jovein (2012) Influence of metakaolin as supplementary cementing material on strength and durability of concretes, *Construction and Building Materials* 30 (2012) 470–479, <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2011.12.050>.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE

---

- [37] Joshaghani, M.A. Moeini, M. Balapour, Evaluation of incorporating metakaolin to evaluate durability and mechanical properties of concrete, *Advances in Concrete Construction* 5 (3) (2017) 241–255, <https://doi.org/10.12989/acc.2017.5.3.241>.
- [38] Qureshi Liaqat Ali, Babar Ali, Asad Ali. (2020) Combined effects of supplementary cementitious materials (silica fume, GGBS, fly ash and rice husk ash) and steel fiber on the hardened properties of recycled aggregate concrete. *Construction and Building Materials* 263 (2020) 120636.
- [39] Duan, Z. Shui, W. Chen, C. Shen, (2013) Enhancing microstructure and durability of concrete from ground granulated blast furnace slag and metakaolin as cement replacement materials, *Journal of Materials Research and Technology* 2 (1) (2013) 52–59, <https://doi.org/10.1016/j.jmrt.2013.03.010>.
- [40] ASTM C1754 (2012) American Society for Testing and Materials: Standard Test Method for Density and Void Content of Hardened Pervious Concrete (2012).
- [41] Singh Gill et Siddique (2018) A. Singh Gill, R. Siddique, Durability properties of self-compacting concrete incorporating metakaolin and rice husk ash, *Construction and Building Materials* 176 (2018) 323–332, <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.05.054>.
- [42] Xupeng . C. S. Zhuowen, P. Jianyong, (2021). Effects of active mineral admixture on mechanical properties and durability of concrete. *Materials Research Express* 8, 115506. doi: 10.1088/2053-1591/ac3b7e.
- [43] NF P 18-573 qui concerne les granulats, la présente norme définit un essai de résistance aux chocs de gravillons. Décembre 1990.
- [44] NF P 18-406 National Standards Authority of France: Concretes - compression test (2013).
- [45] ASTM C1754 Effects of macrosynthetic fibers on pervious concrete properties. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 27(9), 06014031.
- [46] EN 12390-8, 2019 Le présent document spécifie une méthode de détermination de la profondeur de pénétration d'eau sous pression dans un béton durci conservé dans l'eau.
- [47] BS EN 480-5 (2005) British Standards Institution: Admixtures for concrete, mortar and grout - test methods - part 5: determination of capillary absorption (2005).
- [48] ASTM C 157(2017) American Society for Testing and Materials: Standard Test Method for Length Change of Hardened Hydraulic-Cement Mortar and Concrete (2017).
- [49] N. Bheel, S.A. Abbasi, P. Awoyera, O.B. Olalusi, S. Sohu, C. Rondon, A. M. Echeverría, Fresh and Hardened Properties of Concrete Incorporating Binary Blend of Metakaolin and Ground Granulated Blast Furnace Slag as Supplementary Cementitious Material, *Advances in Civil Engineering* 2020 (2020) 1–8.
- [50] M. Zhiming, L. Miao, T. Qin, L. Chaofeng, D. Zhenhua, Chloride permeability of recycled aggregate concrete under the coupling effect of freezing-thawing, elevated temperature or mechanical damage, *Construction and Building Materials* 237 (2020), 117648, <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.117648>.