

**MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE**

UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF – M'SILA

FACULTE : TECHNOLOGIE

DEPARTEMENT DE

GENIE CIVIL

N° :



DOMAINE : GENIE CIVIL

FILIERE : GENIE CIVIL

SPECIALITE : MATÉRIAUX

Mémoire présenté pour l'obtention

du diplôme de master

par : Ghehioueche Sarra Karima

Intitulé

**Elaboration et caractérisation de
durabilité des bétons par l'étude des
propriétés de diffusion des chlorures
(cas d'environnement chimique
agressif)**

Soutenu devant le jury composé :

M.rahmouni Zone El Abidine

M.Bencheikh Mohamed

M.Zitouni salim

Mme.Djabari Noura

Université de M'sila Président

Université de M'sila Rapporteur

Université de M'sila Examineur

Université de M'sila Examineur

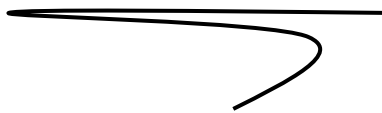
Année Universitaire : 2017/2018



A ma mère



Dans son nid sous le toit
La petite hirondelle n'a rien
Que son gazouillement.
Moi, je suis comme l'hirondelle,
Je ne sais qu'un complément.
Complément Bien court,
Toujours le même,
Le voici chère maman :
Je vous aime.





DEDICACES



Je dédie ce travail à :

*A mon père,
A ma sœur et mon amie Abir
A mes frères :*

Wahb_Karim et sa femme Mina;

Mohamed_Redha;

Taha_Houcine;

Anis_Nabil et sa femme Selma.

Et à tous mes collègues et mes amies

Sarra_Karima.G



REMERCIEMENTS



En titre de reconnaissance et de bonne foie, je tiens à remercier tous ceux qui ont contribué à l'élaboration de mon éducation, savoir et ma performance, je tiens à manifester ma grande reconnaissance à mon directeur de mémoire Pr.

BENCHEIKH MOHAMED qui m'a encadré tout au long de ce travail. J'ai apprécié son aide précieuse. Je le remercie de ses conseils très pertinents et surtout de sa patience, Je remercie également madame Choukeur sawsen pour son aide et son encouragement.

Je tien en outre à remercier particulièrement Mr Baddar tous mes enciens professeurs de l'année 1999, ainsi que tous mes professeurs de l'année 2017-2018 Mr A. Amour, Pr Z.

Rahmouni, Mr Nouri,

Mr Belouahri, Mr Bakhti, Mr Bendjaïma, Mr Ouali, Mr Bourezg.S,

Mme Nouri, Pr Naceri.A, Mr Zitouni. S, Mr Seline, Mr Ben lagraa,

Mr Maaza, Mr Boudaoud, Mr Baali.L.

A mon maître de l'école coranique: Lougada Taher.

Aux professeurs du: CEM Sidi Thameur.

Lycee Abimezrag.

Lyamna du laboratoire genie civil.

Les employées et les secrétaires de l'institut de genie civil.

A Mr Oudina Fateh GTU.

A tous ceux qui m'ont aidé à finir Ce mémoire.

*Nous remercions très sincèrement, les membres De jury d'avoir
bien accepté de juger ce travail.*

*Je tien à remercier particulièrement Mr Nefla Samir chef
daïra de BOU-SAADA*

*Merci pour votre amitié précieuse aux étudiants du génie civil
et toute la promotion 2018 et 1999.*

الخلاصة

إن المخاطر الأساسية المتعارف عليها فيما يخص متانة وديمومة الخرسانة المسلحة مرتبط بتسرب وتغلغل عناصر جد عدوانية -الكبريتات-المياه النقية-الكلور-وعدة عناصر خطيرة أخرى هذه الظواهر ينتج عنها تدهور الخرسانة او صدا حديد التسليح

إن دراستنا هذه تنصب في صلب هذا المنهاج وذلك بغية إجراء بحوث حول آليات بث وإنتشار أيونات الكلوريد. لتي لها تأثير بارز حول متانة الخرسانة هذه الدراسة تخص تحديدا عمليات نقل المادة تحت تدرج وتركيز معين من أجل تحديد مؤشر رئيسي للمتانة والديمومة المتمثل في الإنتشار (معامل الإنتشار).

بواسطة تجربة للهجرة تحت تأثير مجال كهربائي محفز معامل الإنتشار يحدد بنظام ثابت ابتداء من معادلة نرنست بلاك المرتكزة على قياس تدفق الكلوريد والزمن الخاص بهذا التدفق ونتيجة لهذا: تم إعداد خرسانة من مواد محلية

1 - خرسانة من الإسمنت شامل مع نسبة الماء/الإسمنت 0.5 و0.8 وبتركيز للإسمنت 250 و400

2 - خرسانة من الإسمنت المقاوم للكبريت (السلفات) CRS مع نسبة الماء/الإسمنت 0.5 و0.8 وبتركيز للإسمنت 250 و400.

المفاتيح:

الديمومة، المتانة، الخرسانة، الكبريت، الكلور، إنتشار أيونات الكلور، هجرة الأيونات، معامل الإنتشار.

RESUME

Le principal risque identifié en terme de durabilité des bétons armés est lié à la pénétration d'agent sévèrement agressif : Les sulfates, les eaux pures, les chlorures ainsi que d'autres agents agressifs. Ces phénomènes ont pour conséquence la dégradation du béton ou la corrosion des armatures.

Notre étude s'inscrit au centre de cette démarche en vue de mener des recherches sur le mécanisme de transport diffusif des ions chlorures qui a une influence prépondérante sur la durabilité des ouvrages en bétons. L'étude concerne plus particulièrement les transferts de matière ou seul le transport sous gradient de concentration est considéré, afin de déterminer un indicateur crucial de durabilité qui est la diffusivité (coefficient de diffusion).

A l'aide d'un essai de migration sous champ électrique, le coefficient de diffusion (D_e) est déterminé en régime stationnaire à partir de l'équation de Nernst-Planck basée sur des mesures des flux de chlorures et de temps. De ce fait des bétons à matériaux locaux ont été formulés : un béton avec le ciment Chamil avec un rapport Eau /Ciment 0.8 et 0.5 un dosage en ciment C250 et 400, un béton à haute performance avec le ciment CRS avec un rapport Eau /Ciment 0.8 et 0.5, et un dosage en ciment C250 et 400.

Mots clés : Durabilité, béton, Les sulfates, chlorures, diffusion des ions chlorure, migration des ions, coefficient de diffusion.

ABSTRACT

The main risk identified in terms of durability of reinforced concrete is linked to the penetration of a severely aggressive agents: sulfates, pure water, chlorides. This phenomena cause the deterioration of concrete, and the corrosion of reinforcement of concrete.

Our study is the focus of this approach to conduct research on the mechanism of diffusive transport of chloride ions, which has an influence on the durability of concrete structures. The study focuses on the transfer of material, and only the transport concentration gradient is considered to determine a crucial indicator of sustainability which is the diffusivity (diffusion coefficient).

Using a migration test under electric field, the diffusion coefficient (D_e) is determined by steady state from the equation of Nernst-Planck based on flux measurements of chloride and time. Specimens of concrete local materials were formulated: a concrete, chamel cement with W/C 0.8 and 0.5, and with C 250 and 400, and C 250 and 400 concrete, and high-performance concrete (CRS) with W/C 0.8 and 0.5 and C250 and 400.

Keywords : Durability, concrete, sulfates, chlorides, chloride ion diffusion, ion migration, diffusion coefficient.

SOMMAIRE

الخلاصة	
Résumé	
Abstract	
Sommaire	
Liste des figures	
Liste des tableaux	
1. Introduction	A
2. La durabilité	B
3. Problématique	C
CHAPITRE I : ÉTUDE BIBLIOGRAPHIQUE	1
I.1 – Types de ciment et compositions	1
I.1.1 – Généralités	1
I.1.2 - Ciments courants adaptés à des usages spécifiques	3
I.1.3 - Ciment d'aluminates de calcium (NF EN 14647, Déc. 2006)	4
I.2 – Les réactions d'hydratation du ciment portland	5
I.2.1 - L'hydratation des silicates de calcium	5
I.2.2 - L'hydratation des aluminates de calcium (avec sulfates)	6
I.2.3 - Hydratation en présence d'additions minérales	7
I.3 –Le béton durci /durabilité	8
I.3.1 -Les facteurs liés à la pâte de ciment durcie	8
I.3.2 -Les facteurs liés aux interfaces pâte – granulats	10
CHAPITRE II : REACTIONS EST ACTION PHYSICO-CHIMIQUES.....	11
II .1- Réactions sulfatiques	11
II.1.2- Historique	11
II.1.3- Généralistes sur les réactions sulfatiques	11
II.1.4- Les réactions sulfatiques externes	11
II.1.4.1 - Les sources de sulfate	11
II.1.4.2-Les mécanismes de réaction	12
II.1.4.3-Les mécanismes d'expansion de l'étringite	12
II.1.5- Paramètres conditionnant la tenue des bétons	13

II.2- Aspects physico-chimiques et influence des chlorures sur l'influence sur la durabilité des béton	14
II.2.1-Cas de l'eau de mer	14
II.2.2- Cas des pluies acides	18
II.2.3 - Autres alterations chimiques	18
CHAPITRE III : PHENOMENES DE TRANSPORT DANS LES BETONS.....	21
III.1 Introduction	21
III.2 Caractérisation de la porosité	22
III.3 La perméabilité du béton	22
III.4 Le transport diffusif des ions chlorures	25
III.4.1 Introduction	25
III.4.2 La diffusion en solution libre	26
III.4.2.1 La diffusion moléculaire	26
III.4.2.2 La diffusion ionique	28
III.4.3 Le coefficient de diffusion effectif	31
III.4.3.1 Définition du coefficient de diffusion	31
III.5- Les essais basés sur la diffusion	32
III.5.1- Les essais de diffusion en cellule en régime transitoire	33
III.5.2- Les essais basés sur la migration	34
III.5. 2.1 Les essais de migration : exploitation en régime permanent	34
III.5. 2.2 Le principe expérimental	34
III.5.2.3 L'exploitation par l'utilisation de l'équation de Nernst-Planck	35
CHAPITRE IV : PROGRAMME EXPERIMENTAL	36
Introduction	36
IV.1 Caractéristiques des matériaux de béton	37
IV.1.1 Introduction	37
IV. 2 Les matériaux utilisés	37
IV .1.1.Introduction	37
IV 1.2.Sable de dune de Boussaâda (Oued Maitar)	37
I IV1.2.2.Caractéristiques physique des sables utilisés	37
IV1. 3. Le Gravier	48
1.3 .3.Caractéristiques physique du gravier utilisé	48
IV IV.4 L'eau	53
IV.5 Plastifiant	53

IV.6 Le ciment	54
IV.7 Préparation des corps d'épreuve	54
IV.7.1 Composition et mise en œuvre	54
IV.7.2 Confection des éprouvettes	54
IV.7.3 Cure appliquée	55
IV.8. Expériences de migration sous champs électrique des ions chlorures et mesures de la résistivité électrique	56
IV.9. La méthode des plans d'expériences	58
IV.9. 1.Méthodologie des plans sans contrainte	59
IV.9. 2.Définition des niveaux des facteurs	59
CHAPITRE V : RESULTATS ET DISCUSSIONS	61
V.1. Plans d'expériences par MINITAB	61
V.2. Interprétations des résultats des diagrammes	68
V.2. 1.Résultats du Diagramme de pareto des effets C9	68
V.2. 2.Résultats des effets principaux pour C9	68
V.2. 3.Diagramme des interaction pour C9	69
V.2. 4.Résultats du Diagramme de pareto des effets C10	70
V.2. 5.Résultats des effets principaux pour C10	71
V.2. 6.Diagramme des interactions pour C 10	72
V.3.Investigation complémentaire envisagée	73
CONCLUSION GENERALE	74
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	

LISTE DES FIGURES

- Figure 1: Corrosion des armatures
- Figure2 : Des cas pathologiques d'éléments en béton en contact de sulfate.
- Figure 1-1 : C-S-H avec Inner product (gauche) et Outer product (droite)
- Figure1-2: Portlandite aux interfaces pâte-granulat
- Figure1-3: Portlandite dans un pore
- Figure1-4: Microscope électronique à balayage Pâte de ciment
- Figure1-5: Microscope électronique à balayage
- Figure1-6: Distribution de la taille de pore de pâte de ciment à divers E/C (verbeck et al 68)
- Figure1-7: Modèle de la morphologie de l'auréole de transition d'un BO [Diamond, 1986]
- Figure2-1: Détérioration du béton par réactions chimiques
- Figure2-2: l'agressivité chimique de l'eau de mer
- Figure 3-1 : Effet des paramètres influençant la perméabilité (d'après Scrivener (2001) citée par Choinska (2006)).
- Figure III-2 : Transport des chlorures pour différentes zones d'expositions (CEB, 1989)
- Figure III-3 : Influence du coefficient de diffusion en solution sur la vitesse de déplacement (Truc, 2000).
- Figure III-4 : Influence du potentiel de jonction liquide sur la diffusion des ions (Truc, 2000).
- Figure III-5 : section unité pour définir le flux de chlorure
- Figure III-6 : Unités de concentration en chlorure se rapportant au poids béton, au poids de ciment ou à la quantité de l'eau évaporable dans les pores.
- Figure III.7 : Schéma de principe de l'essai de migration.
- Figure IV. 1 : Détermination de la masse volumique absolue d'un matériau.
- Figure IV.2 : L'essai l'équivalent de sable de Boussaâda
- Figure IV.3 : la courbe granulométrique du sable de Boussaâda
- Figure IV. 4: La courbe granulométrique du gravier concassée
- Figure IV. 5: Même cure plongées dans l'eau à 20 °C pendant 28 jours
- Figure IV-6 : Découpage par sciage
- Figure IV-7: Cure agressive 0.5% de H₂SO₄et(NH₄)₂S
- Figure IV-7: Amant et aval de mesure de pénétration des ions de chlorures dans le béton
- Figure IV-8: Appareil de mesure de pénétration des ions de chlorures dans le béton
- Figure IV-9: Amant et aval de mesure de pénétration des ions de chlorures dans le béton

- Figure IV-10: Schéma Amant et aval de mesure de pénétration des ions de chlorures dans le béton
- Figure IV-11: Détérioration du béton a l'œil nu
- Figure V-1: Résultats du Diagramme de pareto des effets C9
- Figure V-2: Résultats des effets principaux pour C9
- Figure V-3: Diagramme de l'interaction pour C9
- Figure V-4: Résultats du Diagramme de pareto des effets C10
- Figure V-5: Résultats des effets principaux pour C10
- Figure V-6: Diagramme de l'interaction pour C10

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 :	Principaux types de ciments
Tableau IV.1 :	Masse volumique absolue du sable de Boussaâda
Tableau IV.2 :	Masse volumique apparente du sable de Boussaâda à l'état lâche
Tableau IV.3 :	Masse volumique apparente du sable de Boussaâda à l'état compact
Tableau IV.4 :	La porosité, la compacité et l'indice de vide pour le sable de Boussaâda
Tableau IV.5 :	Equivalent du sable de Boussaâda
Tableau IV.6 :	Comparaison des résultats.
Tableau IV.7 :	Teneur en eau du sable de Boussaâda.
Tableau IV.9 :	Analyse granulométrique du sable de Boussaâda
Tableau IV.8 :	Degré d'absorption d'eau du sable de Boussaâda
Tableau IV.10 :	Masse volumique apparente du Gravier
Tableau IV.11 :	Masse volumique absolue du gravier
Tableau IV.12 :	Porosité, Compacité, et indice des vides.
Tableau IV.13 :	Degré d'absorption d'eau.
Tableau IV.14 :	Analyse granulométrique du gravier concassées 3/8.
Tableau IV.15 :	Teneur en eau du Gravier.
Tableau IV.15 :	Teneur en eau du Gravier 3/8.
Tableau IV.16 :	Essai de résistance au choc du gravier concassées 3/8.
Tableau IV.17 :	Classification des roches en fonction du coefficient LA
Tableau IV.18 :	Plans d'expériences

LISTE DES SIMBOLES

NF EN :	Norme française et européenne
H ₂ SO ₄ :	Acide sulfurique
Na ₂ SO ₄ :	Sulfate de sodium
C ₃ S :	Silicate tricalcique
C ₂ S :	Silicate bi calcique
C ₃ A :	Aluminate tricalcique
C ₄ AF :	Ferro aluminate tricalcique
Ca(OH) ₂ , (CH) :	Hydroxyde de calcium (Portlandite)
CaO :	Chaux libre.
CaCO ₃ :	Calcite
CaCl ₂ :	Chlorure de calcium
Na Cl :	Chlorure de sodium
CH ₃ COOH :	Acide acétique
C ₃ H ₆ O ₃ :	Acide lactique

1. INTRODUCTION

Les constructions sont considérées généralement durables dans le temps. Dans tous les pays on rencontre des bâtis qui datent de plusieurs siècles, cependant certains ouvrages peuvent périr ou subir des dégradations à tout moment de leur vie. Il est donc parfaitement légitime que le maître d'ouvrages ou tout simplement le propriétaire d'une construction individuelle s'interroge sur la durée de vie technique de sa construction.

Cela ne signifie pas que cette durabilité est une préoccupation ou un ensemble de propriétés qui s'ajoute à toutes celles que le concepteur ou l'ingénieur doit prendre en considération. La durabilité d'un ouvrage c'est plutôt la durabilité de ses propriétés de service et en d'autres termes la durabilité est tout simplement le maintien de la qualité dans le temps.

La qualité c'est quoi en fait ?

En filigrane, la qualité c'est l'aptitude à satisfaire les besoins implicites ou explicites des utilisateurs.

Dans le domaine de la construction qu'il s'agisse de bâtiments habitations ou d'ouvrages en génie civil quelconque, ces besoins peuvent être définis comme tout d'abord l'existence elle-même de la construction, c'est à dire sa résistance, sa stabilité aux actions normalement prévisibles (non accidentelles) milieu ambiant, diverses....etc. C'est aussi les exigences particulières à la destination de la construction. A savoir par exemple dégradation d'un logement, la protection de la nuisance de bruit, le danger du feu, économie d'énergie etc....

La durabilité peut être définie donc comme le maintien de la qualité de l'ouvrage sur une longue durée, dans les pays développés elle est prise en compte dans des textes normatifs et documentés et donc sur le respect de textes qui reposent en définitive la qualité, et donc la durabilité des ouvrages.

Le béton fabriqué conformément aux règles de l'art est un matériau durable si ses qualités intrinsèques (compacité, perméabilité) sont adaptées au milieu auquel il est exposé et si la fissuration reste limitée.

Ces différentes caractéristiques sont en relation avec :

- sa composition : type et classe de ciment, dosage en ciment et en addition, teneur en éléments fins, dosage en eau, courbe granulométrique et nature minéralogique des granulats, adjuvants ;
- sa mise en œuvre : transport, température, compactage, cure, etc. ;
- le respect des dispositions relatives à l'enrobage des armatures ;
- les dispositions constructives des ouvrages qui influent sur la facilité de mise en œuvre du béton : forme de l'ouvrage, disposition et encombrement des armatures passives ou de précontrainte, etc. ^[4]

Il est, en outre, essentiel d'assurer l'entretien de l'ouvrage pour que le béton conserve ces caractéristiques dans le temps.

La durabilité constitue l'une des préoccupations essentielles dans la conception, la réalisation ou l'entretien des ouvrages de génie civil. La corrosion des armatures est la principale cause de dégradation des structures en béton armé et la plus importante en termes de coûts de réparation.

La pénétration d'agents agressifs dans le béton, notamment les chlorures en environnement marin, conduit -à l'amorçage et au développement du processus de corrosion. An d'assurer une durabilité minimum, la nouvelle norme **NF EN 206-1** établit des prescriptions réglementaires de formulation des bétons en fonction de l'agressivité des conditions environnementales déniées sous forme de classes d'exposition. ^[1]

2. LA DURABILITE

Pour un maître d'ouvrage, la vocation d'un ouvrage est de servir tout le temps qu'il faut, moyennant un minimum d'entretien et une surveillance régulière.

Ainsi, l'ingénieur doit concevoir et réaliser des constructions durables dans un environnement donné. La durabilité devient pour lui un objectif de qualité et son métier d'ingénieur consiste à atteindre les objectifs fixés au moindre coût.



Figure 1: Corrosion des armatures

3. PROBLEMATIQUE

La problématique générale de ce mémoire concerne la durabilité des matériaux cimentaires et plus particulièrement les transferts de matière. Ils peuvent être caractérisés par deux propriétés : la perméabilité et la diffusion. L'étude de diffusivité est considérée en un transport sous gradient de concentration. En effet, nous nous attachons, dans ce travail, à répondre à un enjeu scientifique lié à la pénétration d'un agent agressif pour les bétons et les armatures du béton armé : les chlorures. Les sulfates et d'autres agents agressifs.

Avant de préciser les objectifs généraux de ce mémoire et son organisation, un bref rappel du contexte et des origines des problèmes liés à la pénétration de quelque agent agressif est effectué.

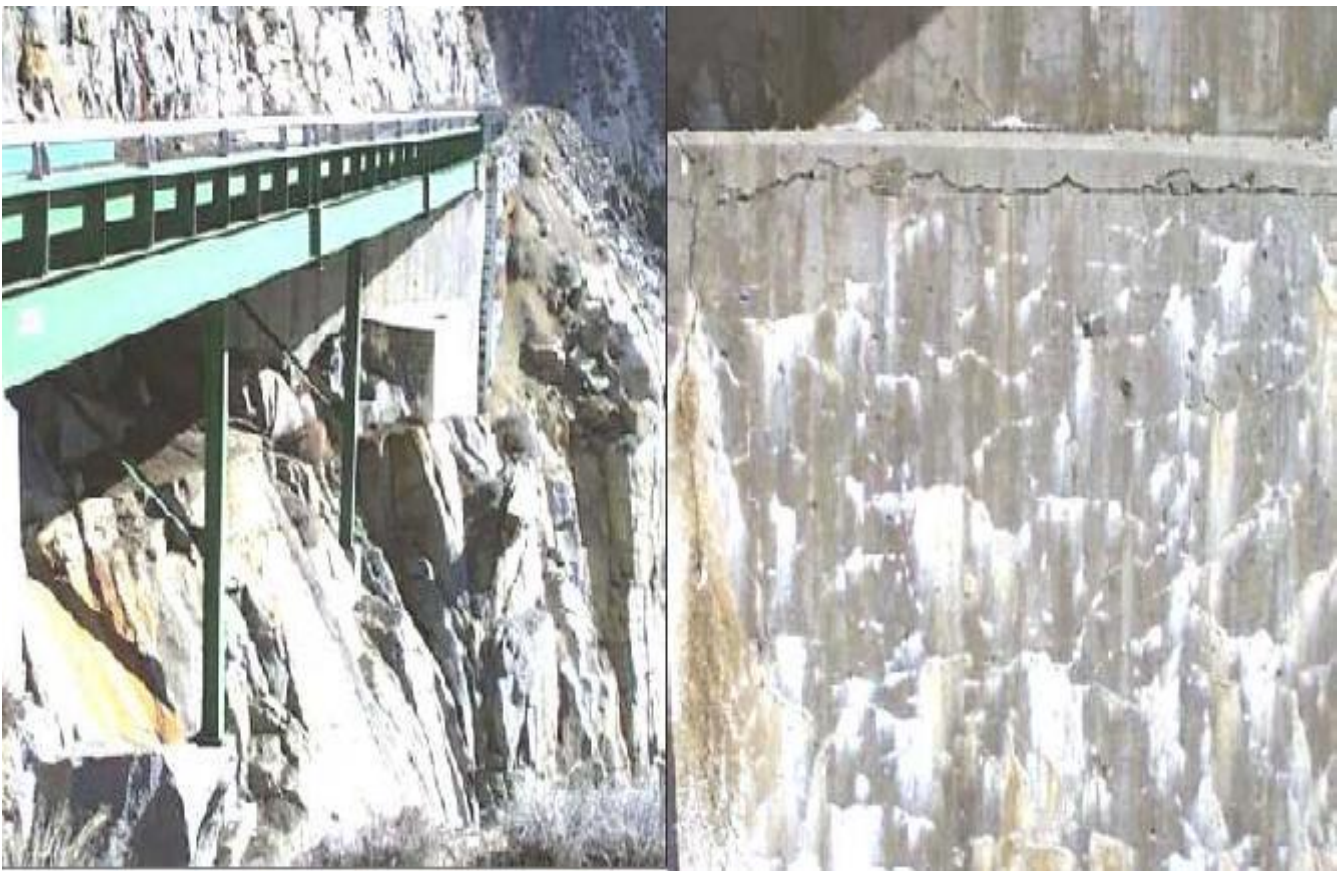


Figure2 : Des cas pathologiques d'éléments en béton en contact de sulfate.

CHAPITRE I

ÉTUDE BIBLIOGRAPHIQUE

CHAPITRE I :

ÉTUDE BIBLIOGRAPHIQUE

I.1 - TYPES DE CIMENT ET COMPOSITIONS

I.1.1 – Généralités

Depuis le 1er avril 2001, la norme NF EN 197-1 est applicable en Europe, entraînant le marquage CE sur l'ensemble des documents. Depuis le 1er avril 2002, tous les ciments courants sont marqués CE et la référence aux anciennes normes nationales n'est plus autorisée.

a) Constituants principaux

- clinker Portland (K) composé de CaO, SiO₂, Al₂O₃, Fe₂O₃ - laitier granulé de haut fourneau (S) composé de CaO, MgO et SiO₂
- matériaux pouzzolaniques :
 - pouzzolane naturelle (P) composé de SiO₂ et Al₂O₃, éventuellement de Fe₂O₃
 - pouzzolane calcinée (Q) composé de SiO₂ et Al₂O₃, éventuellement de Fe₂O₃
 - cendre volante siliceuse (V) composé de SiO₂, Al₂O₃, Fe₂O₃ et CaO (<10%)
 - cendre volante calcique (W) composé de CaO, SiO₂, Al₂O₃, Fe₂O₃
 - schiste calciné (T)
 - calcaire (L, LL) composé de plus de 75% de CaCO₃
 - fumée de silice (D) composé de plus de 85% de SiO₂ ^[3]

b) Autres constituants

- constituants secondaires,
- sulfate de calcium, pour réguler la prise,
- additifs (< 0.5 ou 1% de la masse du ciment) ^[6]

c) Compositions et notations

Cette norme s'applique à 27 ciments courants, subdivisés en cinq types principaux.

Principaux types	Notation des 27 produits (types de ciment courant)		Composition (pourcentage en masse) ^{a)}										Constituants secondaires	
			Constituants principaux											
			Clinker K	Laitier de haut fourneau S	Fumée de silice D ^{b)}	Pouzzolanes		Cendres volantes		Schiste calciné T	Calcaire			
Naturelle P	Naturelle calcinée Q	Silicieuse V				Calciqque W	L	LL						
CEM I	Ciment Portland	CEM I	95-100	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0-5
	Ciment Portland au laitier	CEM II/A-S	80-94	6-20	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0-5
		CEM II/B-S	65-79	21-35	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0-5
	Ciment Portland à la fumée de silice	CEM II/A-D	90-94	—	6-10	—	—	—	—	—	—	—	—	0-5
	Ciment Portland à la pouzzolane	CEM II/A-P	80-94	—	—	6-20	—	—	—	—	—	—	—	0-5
		CEM II/B-P	65-79	—	—	21-35	—	—	—	—	—	—	—	0-5
		CEM II/A-Q	80-94	—	—	—	6-20	—	—	—	—	—	—	0-5
CEM II/B-Q		65-79	—	—	—	21-35	—	—	—	—	—	—	0-5	
CEM II	Ciment Portland aux cendres volantes	CEM II/A-V	80-94	—	—	—	—	6-20	—	—	—	—	—	0-5
		CEM II/B-V	65-79	—	—	—	—	21-35	—	—	—	—	—	0-5
		CEM II/A-W	80-94	—	—	—	—	—	6-20	—	—	—	—	0-5
		CEM II/B-W	65-79	—	—	—	—	—	21-35	—	—	—	—	0-5
	Ciment Portland au schiste calciné	CEM II/A-T	80-94	—	—	—	—	—	—	6-20	—	—	—	0-5
		CEM II/B-T	65-79	—	—	—	—	—	—	21-35	—	—	—	0-5
	Ciment Portland au calcaire	CEM II/A-L	80-94	—	—	—	—	—	—	—	6-20	—	—	0-5
		CEM II/B-L	65-79	—	—	—	—	—	—	—	21-35	—	—	0-5
		CEM II/A-LL	80-94	—	—	—	—	—	—	—	—	6-20	—	0-5
		CEM II/B-LL	65-79	—	—	—	—	—	—	—	—	21-35	—	0-5
	Ciment Portland composé ^{c)}	CEM II/A-M	80-94	←————— 6-20 —————→						—	—	—	—	0-5
		CEM II/B-M	65-79	←————— 21-35 —————→						—	—	—	—	0-5
CEM III	Ciment de haut fourneau	CEM III/A	35-64	36-65	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0-5
		CEM III/B	20-34	66-80	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0-5
		CEM III/C	5-19	81-95	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0-5
CEM IV	Ciment pouzzolanique ^{c)}	CEM IV/A	65-89	—	←————— 11-35 —————→				—	—	—	—	0-5	
		CEM IV/B	45-64	—	←————— 36-55 —————→				—	—	—	—	0-5	
CEM V	Ciment composé ^{c)}	CEM V/A	40-64	18-30	—	←————— 18-30 —————→		—	—	—	—	—	0-5	
		CEM V/B	20-38	31-50	—	←————— 31-50 —————→		—	—	—	—	—	0-5	

a) Les valeurs indiquées se réfèrent à la somme des constituants principaux et secondaires.
b) La proportion de fumées de silice est limitée à 10 %.
c) Dans le cas des ciments Portland composés CEM II/A-M et CEM II/B-M, des ciments pouzzolaniques CEM IV/A et CEM IV/B et des ciments composés CEM V/A et CEM V/B, les constituants principaux, autres que le clinker, doivent être déclarés dans la désignation du ciment (voir un exemple à l'article 8).

Tableau I.1 : Principaux types de ciments ^[6]

I.1.2 - Ciments courants adaptés à des usages spécifiques

• Ciments résistants aux sulfates (SR : nouvelle appellation)

Ils sont regroupés en trois types principaux comme suit :

Ciment portland résistant aux sulfates :

- CEM I-SR0: Ciment Portland résistant aux sulfates (teneur en C3A du clinker = 0 %) ;
- CEM I-SR3: Ciment Portland résistant aux sulfates (teneur en C3A du clinker ≤ 3 %) ;
- CEM I-SR5: Ciment Portland résistant aux sulfates (teneur en C3A du clinker ≤ 5 %) ;

Ciment de haut fourneau résistant aux sulfates :

- CEM III/B-SR : Ciment de haut fourneau résistant aux sulfates (aucune exigence concernant la teneur en C3A du clinker) ;
- CEM III/C-SR : Ciment de haut fourneau résistant aux sulfates (aucune exigence concernant la teneur en C3A du clinker) ;

Ciment pouzzolaniques résistant aux sulfates :

- CEM IV/A-SR : Ciment pouzzolanique résistant aux sulfates (teneur en C3A du clinker ≤ 9 %) ;
- CEM IV/B-SR : Ciment pouzzolanique résistant aux sulfates (teneur en C3A du clinker ≤ 9 %).

La teneur en aluminat tricalcique du clinker doit être calculée à l'aide de l'équation suivante : $C3A = 2,65 A - 1,69 F$

• Ciments pour travaux à la mer (PM) (NF P15-317, Sept. 2006) (ancienne appellation)

Ces ciments sont aussi utilisés en environnement moyennement agressif vis-à-vis des sulfates. Ils présentent une composition minéralogique (par exemple, pour les CEM I : $Al_2O_3 \leq 8,0$ % ; $MgO \leq 3,0$ % ; soufre (ions sulfure) $S^{--} \leq 0,2$ %) qui donne au béton une résistance accrue à l'agression des ions sulfates en présence d'ions chlorure, au cours de la prise et ultérieurement. ^[6]

• Ciments pour travaux en eaux à haute teneur en sulfates (ES) (NF P15-319, Sept. 2006) (ancienne appellation)

Ces ciments présentent des teneurs limitées en aluminates (par exemple, pour les CEM I : $C3A \leq 5\%$ et $C4AF + 2 C3A \leq 20\%$) qui donnent au béton une résistance accrue à l'agression des sulfates au cours de la prise et ultérieurement (selon la norme EN 206-1, les eaux à haute teneur en sulfate (classes d'exposition XA2 ou XA3) ont une concentration en ions $SO_4^{--} \geq 600$ mg/l). ^[6]

• Ciments à teneur en sulfures limitée pour béton précontraint (CP) (NF P15-318, Sept. 2006)

Les ciments à teneur en sulfures limitée pour béton précontraint présentent une teneur en ions sulfure limitée. Deux classes de ciments sont définies par des teneurs limites supérieures en ions sulfure :

- classe CP1 : ions sulfure $S^{--} < 0,7$ % ;
- classe CP2 : ions sulfure $S^{--} < 0,2$ %.

Pour la précontrainte par pré-tension, il est recommandé d'utiliser des ciments de la classe CP2. Pour la précontrainte par post-tension, il est recommandé d'utiliser au moins des ciments de la classe CP1. ^[6]

I.1.3 - Ciment d'aluminates de calcium (NF EN 14647, Déc. 2006)

Le ciment d'aluminates de calcium a été développé vers la fin du dix-neuvième siècle comme alternative au ciment de silicates de calcium (ciment Portland) afin d'éviter, pour les éléments structuraux, de graves attaques par les sulfates. Il possède aussi un durcissement exceptionnellement rapide (> 18 MPa à 6h et 40 MPa à 24h) et il résiste aux températures élevées (applications en préfabrication et comme réfractaire).

Le ciment d'aluminates de calcium (CAC) est un liant hydraulique riche en alumine (teneur comprise entre 35 et 58%) dont le principal constituant est l'aluminate monocalcique (CA en écriture cimentière).

L'hydratation du ciment d'aluminates de calcium est très différente de celle du ciment Portland et les aluminates de calcium hydratés formés dépendent de la température d'hydratation.

L'hydratation du CAC commence toujours par la formation d'hydrates hexagonaux métastables CAH10 et C2AH8 qui, à terme, évoluent pour former un hydrate cubique stable, le C3AH6 et de la gibbsite AH3 :



Ce processus, connu sous le terme de conversion, est inévitable. Il est le résultat d'une transition de phase dans la pâte de ciment durcie et s'accompagne d'une réduction de la résistance jusqu'à l'obtention d'un niveau minimum stable (voir figure ci-contre (en haut avant conversion, en bas, après conversion)).

Compte tenu de son rapport (silice + alumine) /chaux > 1 et de l'absence d'hydroxyde de calcium dans les produits d'hydratation, ce ciment présente une très bonne tenue aux différentes agressions chimiques comme les eaux pures, les sulfates contenus dans l'eau et dans le sol, l'eau de mer, les acides organiques ou minéraux dilués, ainsi que des solutions de produits organiques (sucres, huiles, bières, vins et hydrocarbures) dans une plage de pH de 4 à 11 (utilisé dans les égouts).^[6]

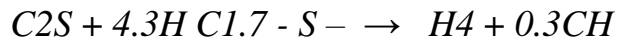
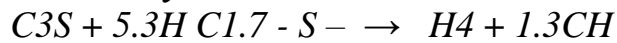
Néanmoins, si la porosité ou la perméabilité est élevée (conversion des bétons réalisés avec des rapports E/C anormalement élevés, mauvaise qualité d'exécution durant la mise en place), ils peuvent devenir vulnérables aux attaques par les alcalis ou les sulfates. Dans ce cas, les alcalins libérables (K et Na), qu'ils aient pour origine les granulats, l'eau de gâchage ou le milieu ambiant, peuvent migrer dans le béton de CAC. En présence du CO₂ atmosphérique, des carbonates alcalins peuvent se former et déclencher la réaction d'hydrolyse alcaline accompagnée de carbonatation, entraînant la perte d'intégrité de la pâte de ciment.

Il convient donc d'appliquer des règles de fabrication particulières (pas de granulats contenant des alcalins libérables ; limitation du rapport Eau totale / Ciment à 0.40 ; dosage en ciment ≥ 400 kg/m³, prise en compte des résistances obtenues après conversion).

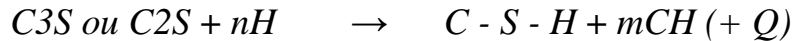
I.2 - LES REACTIONS D'HYDRATATION DU CIMENT PORTLAND

Rappels sur les notations cimentières :

$C = CaO$; $S = SiO_2$; $A = Al_2O_3$; $F = Fe_2O_3$; $S = SO_3$

I.2.1 - L'hydratation des silicates de calcium

Généralement, on écrit seulement la réaction simplifiée :



Le silicate de calcium hydraté ou C-S-H (ou gel tobermoritique)

- il représente 60 à 70 % du volume d'une pâte hydratée ; - il présente une grande surface spécifique (qq 100 m²/g) ;
- il a une structure poreuse avec des pores de petites tailles ;
- il est à l'origine des résistances mécaniques et chimiques [6]

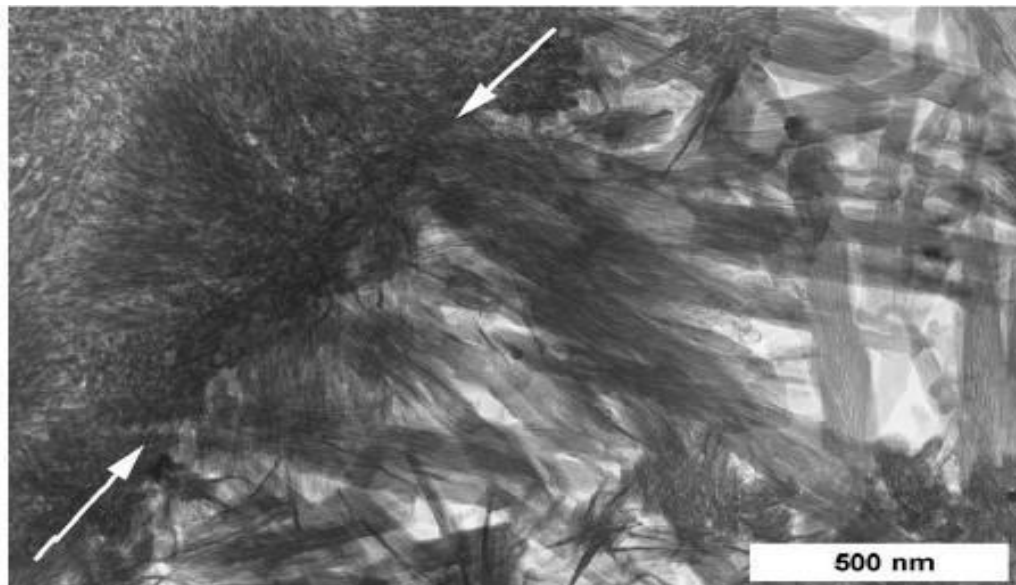


Figure I.1 : C-S-H avec Inner product (gauche) et Outer product (droite) ^[6]

La portlandite CH ou Ca(OH)₂ représente 20 à 25% de la pâte hydratée - elle est fortement soluble dans l'eau (1.2 g/l à 20°C) ; - en solution saturée, son pH est très basique (12.45). ^[6]

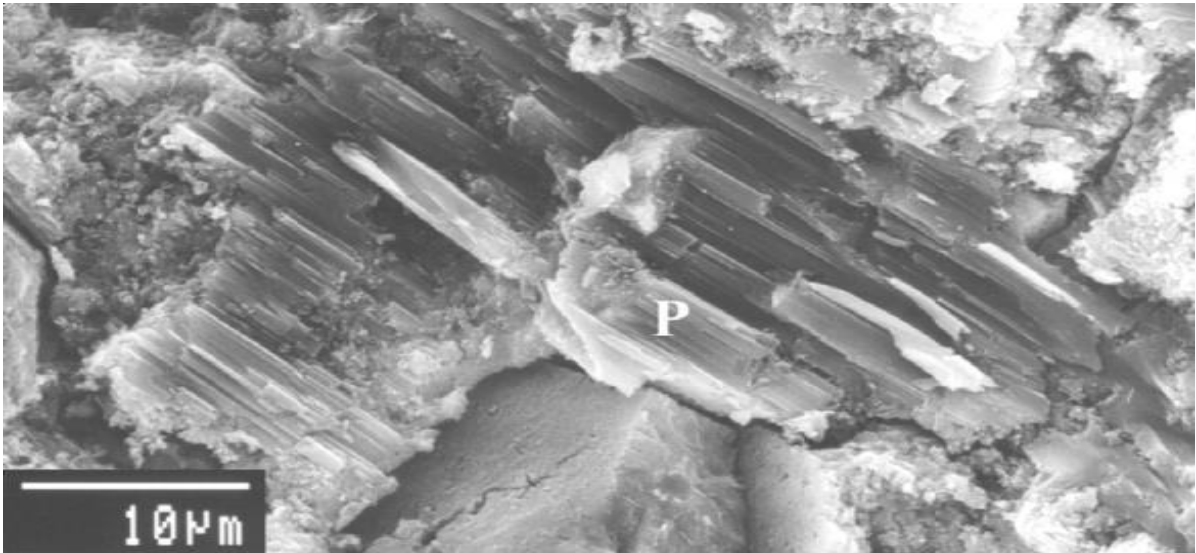


Figure I.2 : Portlandite aux interfaces pâte-granulat ^[6]

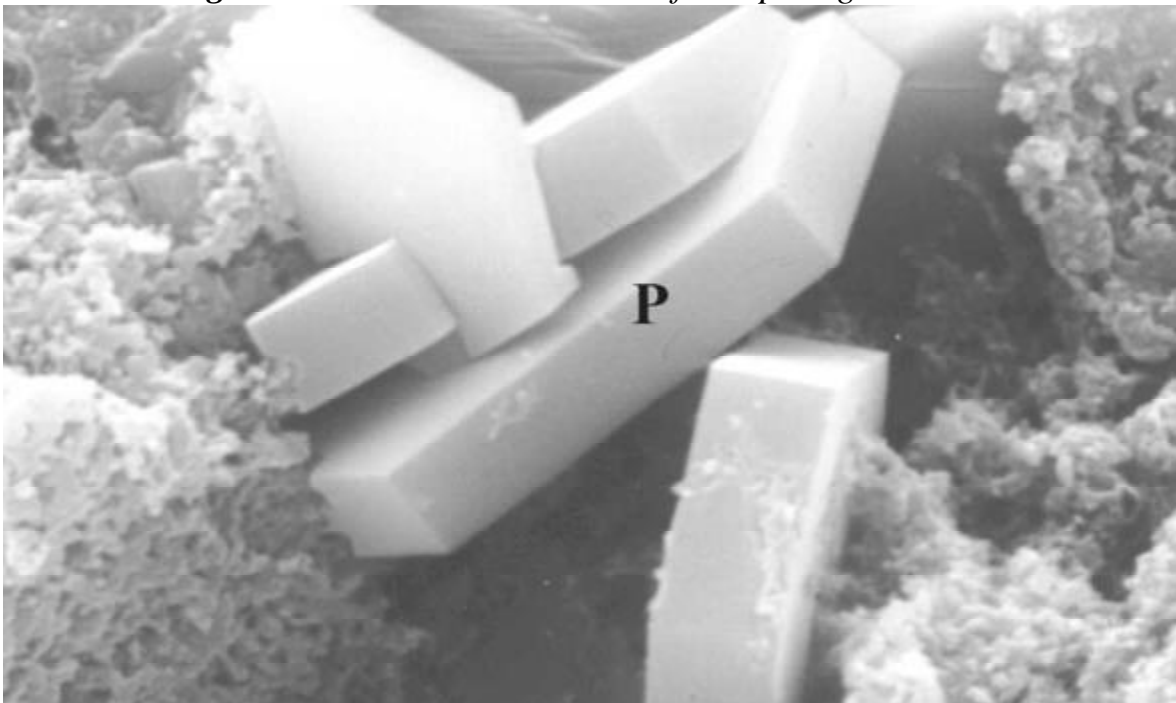
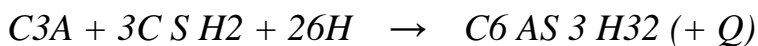


Figure I-3 : Portlandite dans un pore ^[6]

I.2.2 - L'hydratation des aluminates de calcium (avec sulfates) En présence de gypse, la réaction du C3A s'écrit :



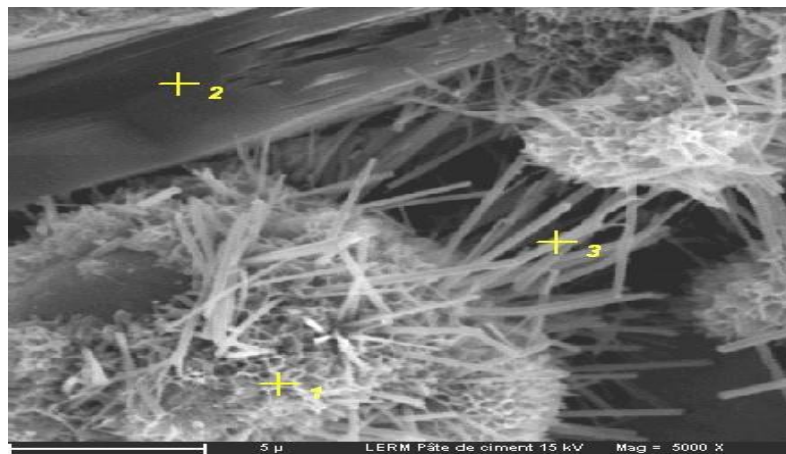
L'ètringite, de formule développée $C3A \cdot 3CaSO4 \cdot 32H2O$:

- a un faciès aciculaire ;
- est stable à température ambiante (se décompose à partir de 60°) ;
- peut se transformer en monosulfoaluminate (si la concentration en sulfates est faible : $C6 AS 3 H32 + 2C3A + 4H \rightarrow 3C4 AS H12$)



FigureI-4 : Microscope électronique à balayage Pâte de ciment ^[6]

1 = C-S-H ; 2 = portlandite ; 3 = ettringite



FigureI-5 : Microscope électronique à balayage. ^[6]

Pâte de ciment 1 = C-S-H ; 2 = portlandite ; 3 = ettringite

Cette ettringite primaire ne doit pas être confondue avec les autres formes d'ettringite (secondaire, différée) potentiellement gonflantes.

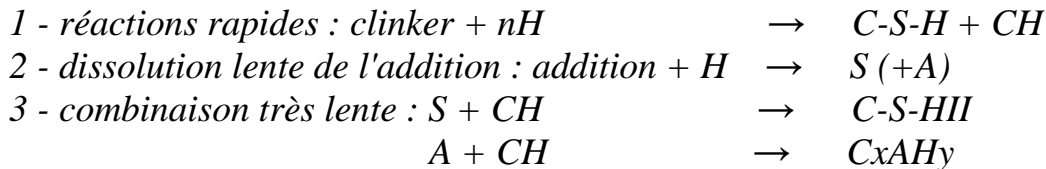
1.2.3 - Hydratation en présence d'additions minérales

• Les additions "inertes"

Ces additions présentent une inertie chimique vis-à-vis de l'eau et leur "activité" conduit simplement à modifier légèrement les vitesses des réactions d'hydratation du ciment (servent de germes d'hydratation). ^[6]

• Les additions pouzzolaniques (cendres volantes, métakaolin, ...)

Elles n'ont pas d'activité chimique au contact de l'eau seule mais elles réagissent en milieu basique avec les hydrates déjà formés par le ciment et elles le modifient. On parle de réaction pouzzolanique : ^[6]

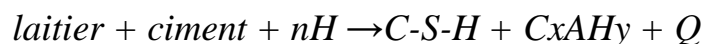


BILAN : ciment + addition + nH C-S-HI + C-S-HII (+ CxAHy)

La réaction pouzzolanique, qui consomme progressivement la portlandite, améliore la résistance chimique des bétons en milieu chimiquement agressif.

• Les laitiers

Le laitier vitrifié moulu est un véritable liant. Additionné au ciment, il modifie, dès le gâchage, le système d'hydratation :



Il peut donc être substitué au clinker en grandes proportions (jusqu'à 95% dans les CEM III). Leurs propriétés vont dépendre des proportions de laitier (la résistance aux acides croît avec la proportion de laitier mais la résistance mécanique varie en sens inverse, surtout aux jeunes âges). ^[6]

I.3 -LE BETON DURCI / DURABILITE

I.3.1 -Les facteurs liés à la pâte de ciment durcie :

• La porosité

La porosité est le facteur du premier ordre de la durabilité. Cette porosité dépend essentiellement du dosage en ciment et de la teneur en eau du béton (ou du rapport E/C). Elle dépend aussi de la cure du matériau.

Ainsi, la résistance à la compression peut être exprimée d'après Féret :

$$R = k [1 + (e + v)/c]^{-2} \quad [6]$$

• La taille des pores

C'est la porosité capillaire et non la porosité totale qui est le paramètre essentiel de la porosité.

En général, la courbe de distribution de la porosité de la pâte de ciment durcie est très étalée et montre deux pics bien distincts qui traduisent l'existence de deux dimensions principales de pores (pour E/C = 0.35, ces pics se situent à 55 et 5 nm) :

- les premiers sont appelés capillaires et correspondent au pic de grand diamètre. Le volume de ces capillaires diminue avec l'âge mais augmente avec le rapport E/C. Ce sont les vestiges des espaces intergranulaires de la pâte fraîche ;*
- les seconds sont appelés micropores et correspondent au pic de petit diamètre. Ils sont peu affectés par le rapport E/C et sont une caractéristique intrinsèque des hydrates formés. Ils constituent la porosité interne des hydrates. ^[6]*

Cette porosité capillaire influe sur la perméabilité et la diffusivité :

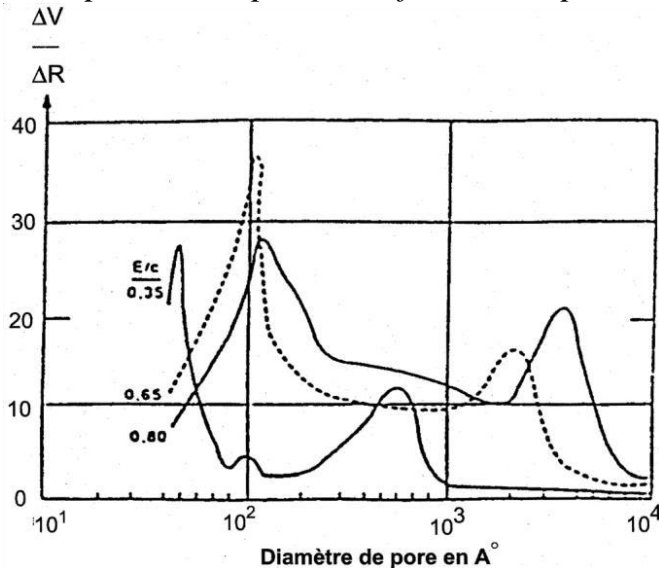


Figure I-6 : Distribution de la taille de pore de pâte de ciment à divers E/C (verbeck et al 68) [6]

- **la perméabilité** : est relative au déplacement d'un fluide sous l'effet d'une pression motrice. Elle dépend de la taille des espaces poreux et de leur connectivité ;
- **la diffusivité** : est relative au déplacement d'une espèce chimique à l'échelle moléculaire sous l'effet d'un gradient de concentration. Elle dépend de la connectivité des pores mais pas de leur taille.

La perméabilité K (en m^2) est définie à partir de la loi de Darcy :

$$Q = - (K / \mu) \cdot A \cdot dP / dz$$

Avec Q débit volumique d'un fluide de viscosité μ qui traverse une épaisseur dz d'un matériau de section apparente A sous la différence de pression dP (pour l'eau, on parle de coefficient de perméabilité K_w (en m/s)).

La diffusivité Da (en m^2/s) d'une espèce dans un milieu poreux (ou coefficient de diffusion apparent) est définie par la 1ère loi de Fick :

$$J_x = - Da \cdot dC / dx$$

La cinétique de pénétration d'une espèce par diffusion pure dans un milieu poreux se fait par résolution de la 2ème loi de Fick :

$$dC / dt = Da \cdot d^2C / dx^2$$

Dans les cas simples, cette équation a pour solution : $C(x,t) = f(x / \sqrt{t})$

La perméabilité et la diffusivité, qui dépendent de la compacité du béton, sont deux indicateurs essentiels de la durabilité des bétons. [6]

• **Le type de ciment**

La composition chimique du ciment est un facteur important de la durabilité (et pas seulement sa classe de résistance !). Le ciment devra être choisi en fonction de l'environnement. ^[6]

I.3.2 -Les facteurs liés aux interfaces pâte -granulats

Au voisinage de l'interface pâte-granulat, les conditions locales de l'hydratation sont modifiées dès le début des réactions. Ces modifications sont dues à la présence d'un excès d'eau consécutif à un effet de paroi (ou au ressuage). Il en résulte :
 - une augmentation locale du volume des pores ;
 - la formation d'un gradient de teneur en eau.

La structuration de la pâte de ciment est modifiée sur quelques dizaines de micromètres. Cette zone inter faciale est appelée **auréole de transi**

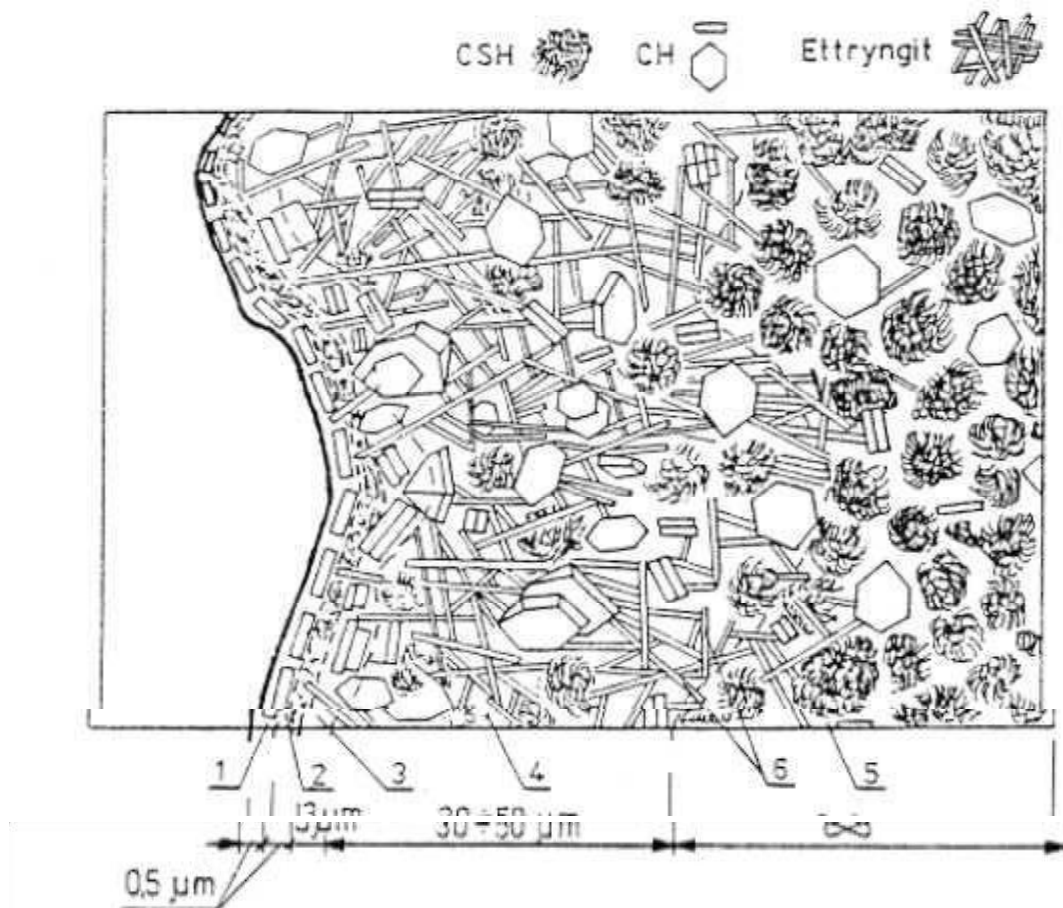


Figure I-7 : Modèle de la morphologie de l'auréole de transition d'un BO [Diamond, 1986]

1 : Ca(OH)_2 , 2 : couche de CSH, 3 : couche de Ca(OH)_2 , 4 - zone poreuse, 5 – pâte de ciment hors auréole, 6 : étringite ^[9]

CHAPITRE II

**REACTIONS ET ACTION PHYSICO-
CHIMIQUES**

CHAPITRE II :

REACTIONS EST ACTION PHYSICO-CHIMIQUES

II .1- REACTIONS SULFATIQUES

II .1.2- HISTORIQUE

L'action des sulfates sur les bétons est connue depuis longtemps. En 1887, **CANDLOT** avait constaté des désordres importants sur les mortiers des fortifications de Paris qui se trouvaient en contact avec les eaux gypseuses. Ces désordres correspondaient à des phénomènes d'expansion consécutifs à la formation d'aiguilles d'étringite. Ces cristallisations étaient localisées aux interfaces pâte - granulats, dans les pores et dans les fissures. ^[6]

II .1.3- GENERALITES SUR LES REACTION SULFATIQUES

La réaction sulfatique correspond à l'action des sulfates (provenant du milieu extérieur ou présents dans le béton) sur les aluminates provenant du ciment. Cette action se traduit par la formation d'étringite (voire de thaumasite), qui peut présenter un caractère gonflant et conduire à l'altération des caractéristiques mécaniques du béton.

La formation de cette étringite expansive, dite étringite « secondaire » est à distinguer de l'étringite « primaire », non expansive, obtenue dans la première phase de l'hydratation du ciment Portland. Elle est aussi à distinguer de l'étringite différée, associée à l'étuvage.

L'étringite secondaire peut apparaître, au **MEB**, sous forme massive et mal cristallisée aux interfaces pâte – granulats ou sous forme de fines aiguilles de type « oursins » dans les pores ou les fissures. ^[6]

II .1.4- LES REACTIONS SULFATIQUES EXTERNES

II .1.4.1 - Les sources de sulfates

Dans le milieu extérieur au béton, les principales sources de sulfates sont :

- Les sols

Les sulfates constituent un élément nutritif des plantes. Leur concentration est généralement assez faible (entre **0.01** et **0.05** % du sol sec). Toutefois, dans certaines régions où le sous-sol peut contenir du gypse ou de l'anhydrite (sous-sol parisien par exemple), les valeurs peuvent être bien plus élevées (supérieures à **5** %).

Les sols alluviaux et argileux sont également susceptibles de contenir des pyrites (**FeS₂**) qui peuvent s'oxyder en sulfates au contact de l'air et de l'humidité.

Les sulfates peuvent aussi provenir de la décomposition biologique au contact de l'air de substances organiques contenant du soufre (engrais, plantes, ...). ^[6]

- Les eaux souterraines séléniteuses

Les eaux souterraines et les eaux d'infiltration venant en contact avec les sols sulfatiques se chargent en ions SO_4^{2-} . La concentration en ions de l'eau va dépendre de la solubilité du sulfate qui dépend de la température et de la présence d'autres sels.

Les sulfates présents sont souvent des sulfates alcalins ou de magnésium (les concentrations élevées en sulfates dans des eaux souterraines peuvent aussi être la conséquence de pollutions industrielles).

• **L'eau de mer**

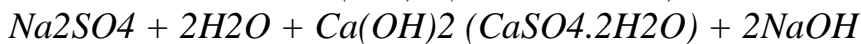
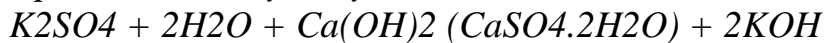
L'eau de mer renferme des ions variés mais c'est l'action du sulfate de magnésium qui peut entraîner le plus de désordres d'origine chimique dans un béton. ^[6]

II .1.4.2-Les mécanismes de réaction

Schématiquement, la formation de l'étringite se produit en deux étapes :

a) Formation de gypse secondaire

Les sulfates peuvent pénétrer dans les pores du béton sous forme ionique. Ils réagissent dans la pâte de ciment avec la portlandite pour former du gypse, en solution aqueuse, et de l'hydroxyde alcalin. Le mécanisme est le suivant :



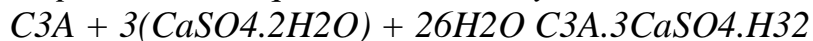
27

Le volume du solide précipité représente un peu plus du double de celui des produits de départ et une expansion peut se manifester.

b) Formation d'étringite secondaire

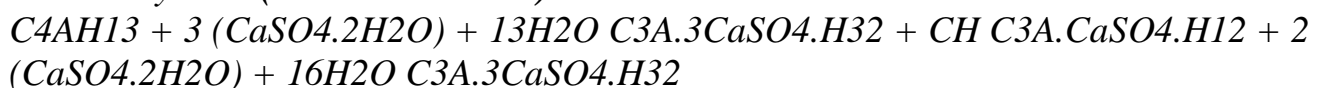
Ce gypse secondaire réagit avec les aluminates présents dans la pâte de ciment durcie pour former de l'étringite secondaire. Plusieurs scénarios sont envisageables :

- à partir des reliquats de **C3A** anhydre :



Le volume molaire du produit formé est trois fois plus élevé que celui du produit initial.

- à partir de l'aluminate tétracalcique hydraté (**C4AH13**) ou du monosulfoaluminate de calcium hydraté (**C3A.CaSO4.H12**) :



Le volume molaire du produit formé peut atteindre huit fois celui du produit initial. ^[6]

II .1.4.3-Les mécanismes d'expansion de l'étringite

Différentes théories ont été proposées pour expliquer le mécanisme suivant lequel l'étringite provoque l'expansion du béton :

- théorie des pressions de cristallisation qui suggère que la pression engendrée par la précipitation d'un sel quelconque est reliée au taux de sursaturation de la solution ;
- théorie de la double couche électrique de Mehta où les forces d'expansion sont dues à la répulsion électrostatique entre les particules d'étringite « colloïdale » chargées négativement, accompagnée d'une forte absorption des molécules d'eau polaires ;
- gonflement par effet stérique étudié par Cottin et Li basé sur le fait que le volume des hydrates étant toujours supérieur au volume des anhydres dont ils sont issus, le

composé néoformé, s'il ne dispose pas de l'espace nécessaire à sa formation, créera cet espace par augmentation du volume apparent du système.

Les trois théories peuvent être synthétisées de la manière suivante (Scherer, 99) :

- l'intensité de la force développée par la croissance d'un cristal dépend du degré de sursaturation de la solution ;
- le cristal ne croîtra pas là où il doit exercer une pression pour se développer s'il a la possibilité de croître dans des espaces libres (pores, fissures) ;
- pour un cristal se développant dans un pore, dans certaines conditions d'équilibre, des pressions peuvent s'exercer sur les parois du pore si son rayon est inférieur à une certaine dimension (environ 100 nm). Les contraintes générées localement s'exercent sur des domaines de plusieurs dizaines à centaines de micromètres, c'est à dire dans des espaces relativement restreints et confinés.

De l'ensemble de ces considérations il ressort que les pressions de gonflement sont régies par deux paramètres majeurs : le degré de sursaturation local et le confinement dans des régions microporeuses de la pâte de ciment durcie, le confinement impliquant un degré de sursaturation élevé.

Dans les ciments hydratés, des conditions de sursaturation peuvent exister au niveau des sites réactifs (aluminates et silicates anhydres et hydratés) où, au contact des sulfates venus de l'extérieur, l'étrigite précipite instantanément in situ, suivant un processus dynamique d'échange entre la phase liquide interstitielle et les phases solides.

Les conditions nécessaires au gonflement sont particulièrement favorables dans les liants riches en portlandite où les ions Ca^{2+} libérés par la dissolution de $\text{Ca}(\text{OH})_2$ et des **C-S-H** peuvent réduire la solubilité de l'étrigite. Il faut aussi tenir compte des alcalins présents dans la solution interstitielle du béton qui peuvent avoir une influence sur les conditions de stabilité du minéral en favorisant son passage en solution. ^[6]

II .1.5- Paramètres conditionnant la tenue des bétons

Les dégradations ne sont à redouter dans un environnement sulfatique que si les sulfates peuvent accéder par diffusion jusqu'aux aluminates de calcium de la pâte de ciment hydraté. Les précautions suivantes doivent permettre d'augmenter la durée de vie de ces bétons.

- **Choisir un béton le moins perméable possible :**
 - dosage en ciment suffisant et rapport Eau/Liant faible.
- **Choisir un ciment à faible taux de C3A :**
 - ciments pour travaux en eaux à haute teneur en sulfates (**P 15-319**) ou ciments pour travaux à la mer (**P 15-317**) ; - un rapport **C3A/SO3** inférieur ou égal à 3.
- **Utiliser des additions minérales à caractère pouzzolanique** ^[6]

II .2- ASPECTS PHYSICO-CHIMIQUES ET INFLUENCE DES CHLORURES SUR LA DURABILITE DES BETONS

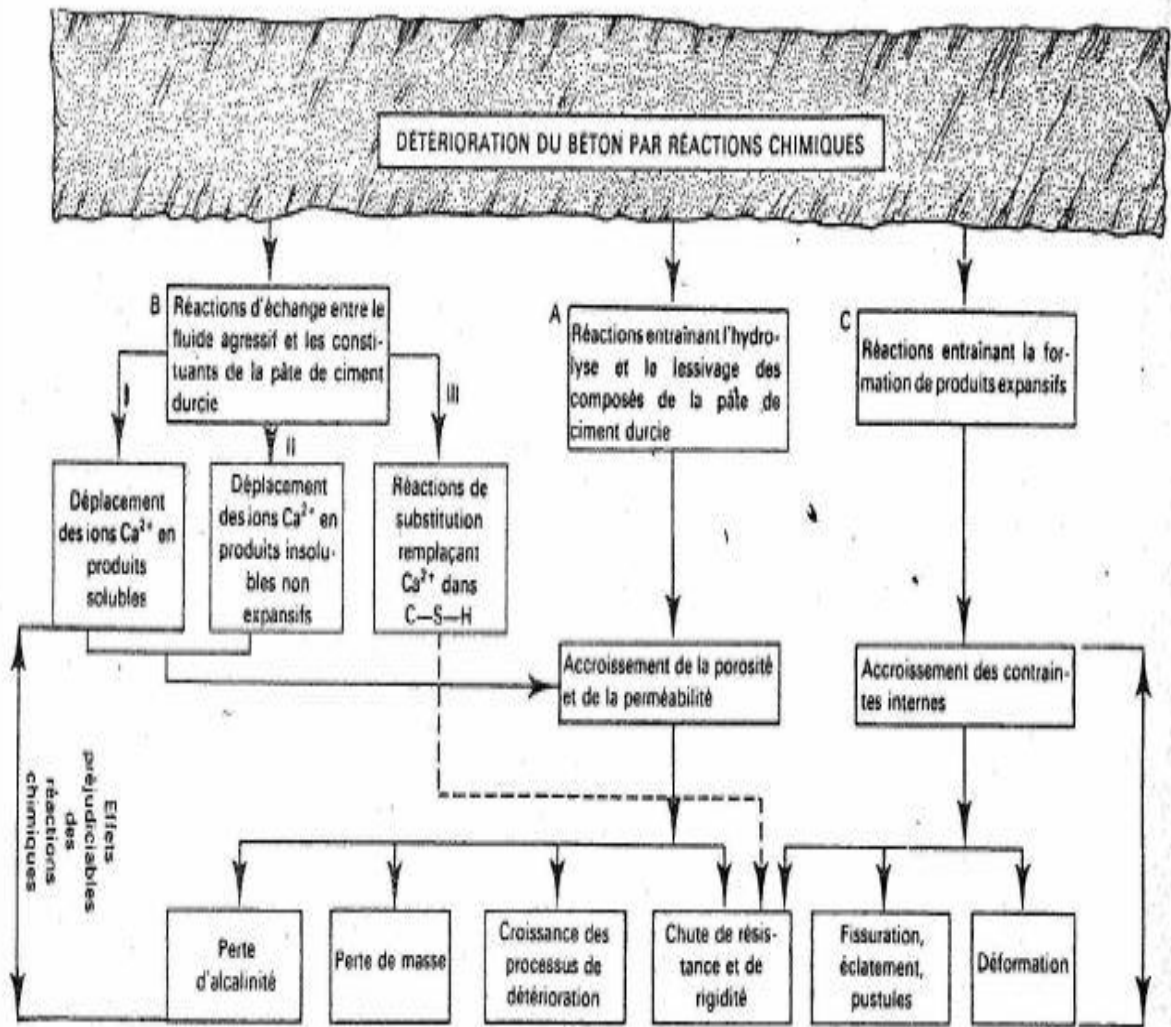
II .2.1-Cas de l'eau de mer

L'eau de mer peut être considérée comme un électrolyte dont la concentration en espèces dissoutes est élevée et dont la salinité varie largement d'une région à l'autre. Les principaux sels qui composent l'eau de mer sont les suivants :

- le chlorure de sodium (NaCl) qui est prépondérant ;
- les chlorures de magnésium (MgCl_2) et de calcium (CaCl_2);
- les sulfates de magnésium (MgSO_4) et de calcium (CaSO_4) ;
- le carbonate acide de potassium (KHCO_3).

L'action agressive de l'eau de mer résulte de réaction d'échange des bases suivie de précipitation de composés, plus ou moins solubles, et de cristallisation de sels expansifs :

- le chlorure de sodium consomme les ions calcium de la portlandite et des **C-S-H** pour former du chlorure de calcium soluble (accroissement de la porosité du matériau) puis du monochloroaluminate de calcium **C3A.CaCl₂.10H₂O** par réaction des chlorures avec le **C3A** et les aluminates hydratés ;
- le chlorure de magnésium (**MgCl₂**) réagit avec la portlandite pour former de la brucite (**Mg(OH)₂**, insoluble, mais pouvant conduire à une expansion) et du chlorure de calcium (**CaCl₂**), ce dernier réagissant avec les aluminates pour former du monochloroaluminate instable qui se transforme ensuite en étringite, expansive). La substitution **Mg²⁺ - Ca²⁺** s'effectue également dans les silicates de calcium hydratés (**C-S-H**) qui se transforment progressivement en silicates de magnésium hydratés (**M-S-H**) sans propriétés liantes ;
- le sulfate de magnésium réagit d'une part par le sulfate avec les aluminates du ciment (étringite secondaire), mais aussi par le magnésium avec le calcium pour former de la brucite ;
- le dioxyde de carbone (**CO₂**), contenu dans l'eau de mer sous forme de carbonate acide de potassium ou issu de l'atmosphère réagit avec la portlandite pour former du carbonate de calcium qui précipite dans les pores à la surface du béton (formation de carbonates protecteurs). [6]



Exemples :

- B : Solutions acides, formant du chlorure de calcium, de l'acétate de calcium, etc.
- B_i : Solutions d'acide oxalique et de ses sels, formant l'oxalate de calcium.
- B_{iii} : L'attaque de l'eau de mer peut à long terme affaiblir C-S-H par la substitution de Mg²⁺ à Ca²⁺.
- A : Attaque de Ca(OH)₂ et de C-S-H par l'eau pure (la solubilité de l'hydroxyde de calcium est 1,7 g/l à 20°C).
- C : (i) Attaque par le sulfate formant l'ettringite et le gypse; (ii) Réactions « alcali-granulat »; (iii) Corrosion de l'acier dans le béton.

Détérioration du béton par réactions chimiques (Extrait du rapport RILEM 32 RC A)

Figure II.1: Détérioration du béton par réactions chimiques. [6]

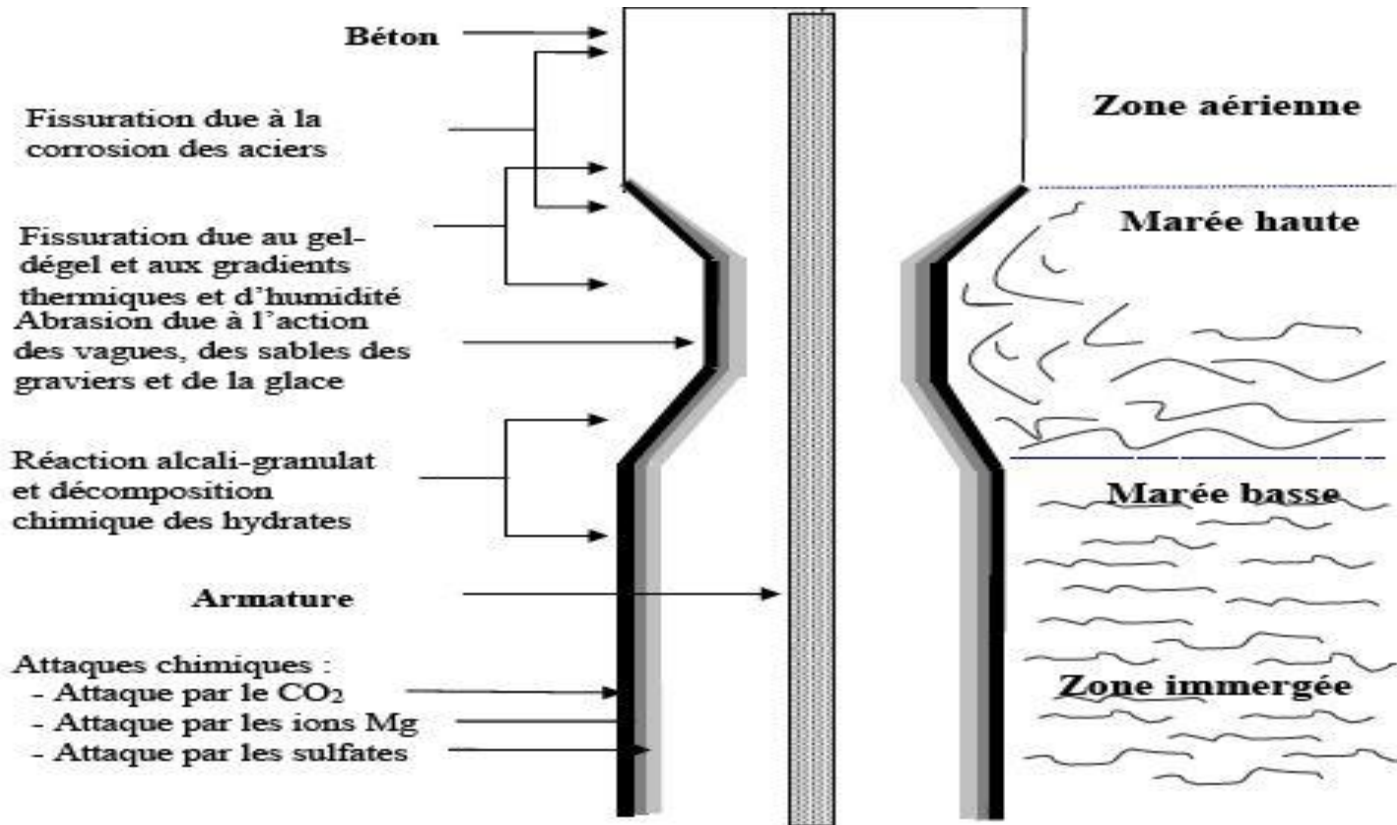


Figure II .2: l'agressivité chimique de l'eau de mer ^[7]

Dans les zones immergées en permanence (XS2), l'agressivité chimique de l'eau de mer vis-à-vis des bétons fabriqués suivant les règles de l'art est modérée et, sauf conditions exceptionnelles (gel par exemple) les dégradations restent superficielles. Les risques de corrosion des aciers y sont également limités du fait du très faible coefficient de diffusion de l'oxygène dans l'eau.

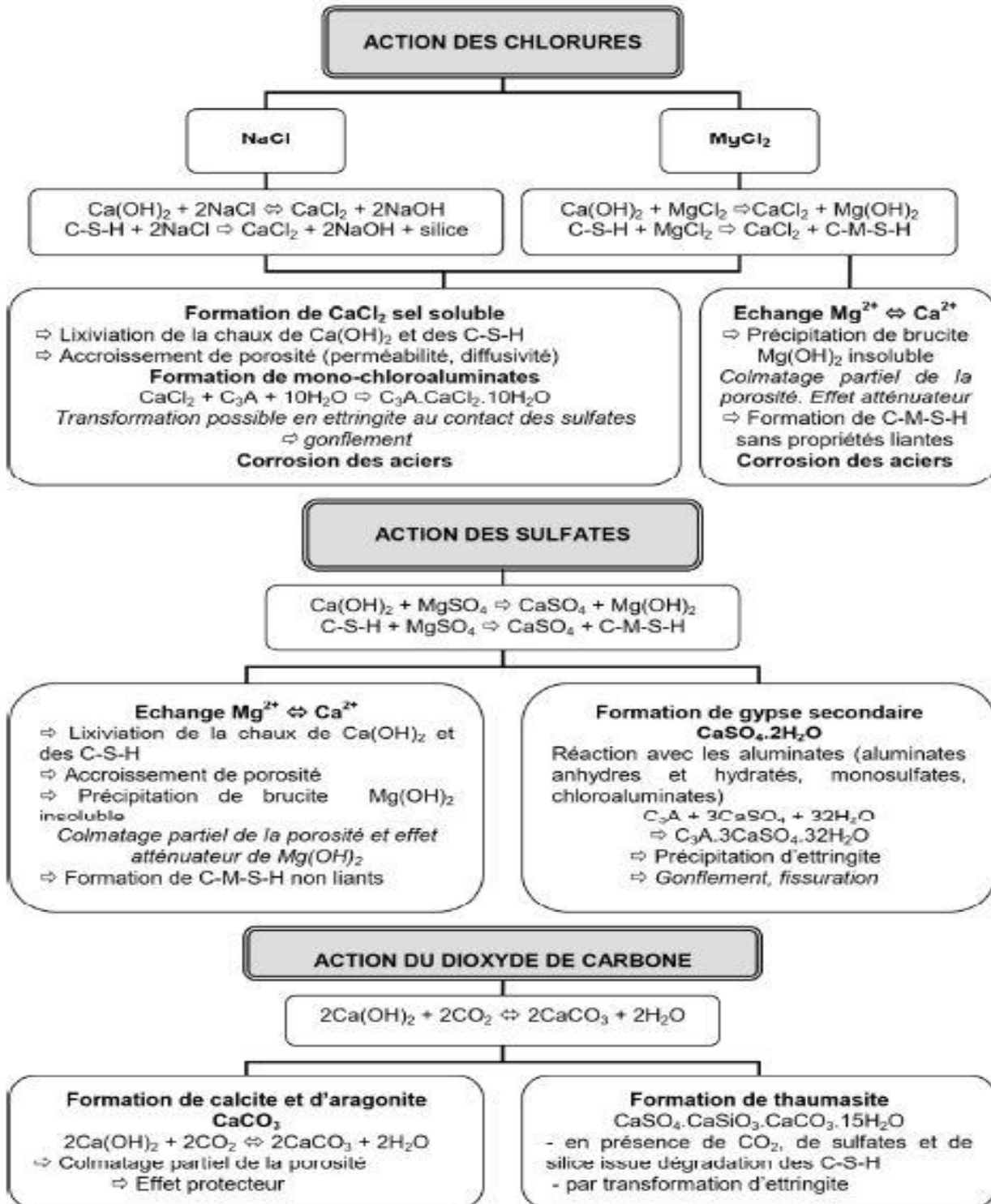
Dans les zones de marnage, les zones soumises à des projections ou des embruns (XS3), les actions physiques viennent se superposer aux processus chimiques. Les risques de corrosion des aciers sont également les plus importants dans ces zones. Dans les zones aériennes (XS1), le béton est exposé à l'air véhiculant du sel marin mais n'est pas en contact avec l'eau de mer. ^[6]

Le Fascicule de documentation **FD P 18-011** précise que les dispositions à appliquer pour la formulation des bétons exposés à l'eau de mer visent à éviter à la fois l'attaque chimique du matériau béton et la corrosion des armatures. Le critère retenu pour le choix de la classe d'exposition est donc le même que pour le cas de la corrosion induite par les chlorures. ^[6]

Les structures marines construites en béton sont durables, à condition d'avoir choisi un ciment adapté (NF P 15-317), suffisamment dosé, d'avoir adopté un rapport E/C pas trop élevé (0,55 et 0,50 respectivement pour les classes d'exposition XS2 et XS3), d'avoir bien vibré le béton et de lui avoir assuré une cure suffisante. Pour le béton armé, le respect des épaisseurs d'enrobage fixées par l'Eurocode en fonction de la classe d'exposition est impératif afin d'éviter la corrosion des armatures. ^[6]

Les indicateurs majeurs de la durabilité en milieu marin sont :

- la compacité du béton (conditionne perméabilité et diffusivité) ;
- la teneur en C3A du ciment, limitée par la norme NF P 18-317 ;
- la teneur potentielle en Ca(OH)_2 , les ciments avec constituants réduisant la teneur potentielle en portlandite (cendres volantes, pouzzolanes, laitier de haut fourneau...) étant favorables. [6]



Résumé des différentes actions de l'eau de mer sur le béton [6]

II.2.2- Cas des pluies acides

Alors que les pluies "normales", qui ont un pH globalement neutre, n'ont pas d'effets nocifs sur les bétons, les pluies dites acides (**pH de 4**) sont agressives. L'agressivité de ces eaux est due essentiellement à la formation d'acide sulfurique et d'acide nitrique, à partir des oxydes **SO_x** et **NO_x** présents dans certaines atmosphères industrielles.

Cette agressivité se traduit généralement par des dégradations superficielles de type dissolution, qui résultent de l'action des acides, mais aussi par des dégradations internes de type expansion, qui sont provoquées par la cristallisation de sels comme les sulfates par exemple.

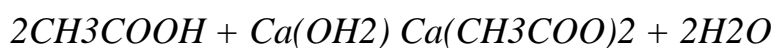
Ce sont les bétons peu perméables et présentant le moins de chaux d'hydratation qui résistent le mieux à ce type d'agression même si leur surface se retrouve altérée. ^[6]

II.2.3 - AUTRES ALTERATIONS CHIMIQUES

- Milieux acides

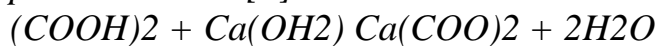
Les solutions acides (**pH < 7**), sont généralement agressives vis-à-vis des bétons de ciment Portland (contrairement au ciment alumineux qui résiste bien pour des valeurs de **pH > 2**). L'agressivité des acides minéraux et organiques dépend essentiellement de leur concentration ainsi que de la solubilité des sels formés :

- la plupart des acides minéraux sont des acides forts (**HCl, HNO₃, H₂SO₄**) qui dissolvent le ciment et les granulats calcaires. Les bétons ne pourront donc pas être utilisés à leur contact sans une protection supplémentaire (bac de rétention sous cuve) ;
- les acides organiques, qui sont des acides faibles, sont moins agressifs, même s'ils donnent des composés de calcium solubles. On retrouve ces acides dans certains milieux industriels ou agricoles (acide acétique, lactique, butyrique, formique) ou dans des sols (acides humiques et fulviques obtenus par décomposition des végétaux). Leur action se traduit généralement par une érosion de la surface du béton mettant à nu les granulats. ^[6]



Acide acétique Hydroxyde de calcium Acétate de calcium

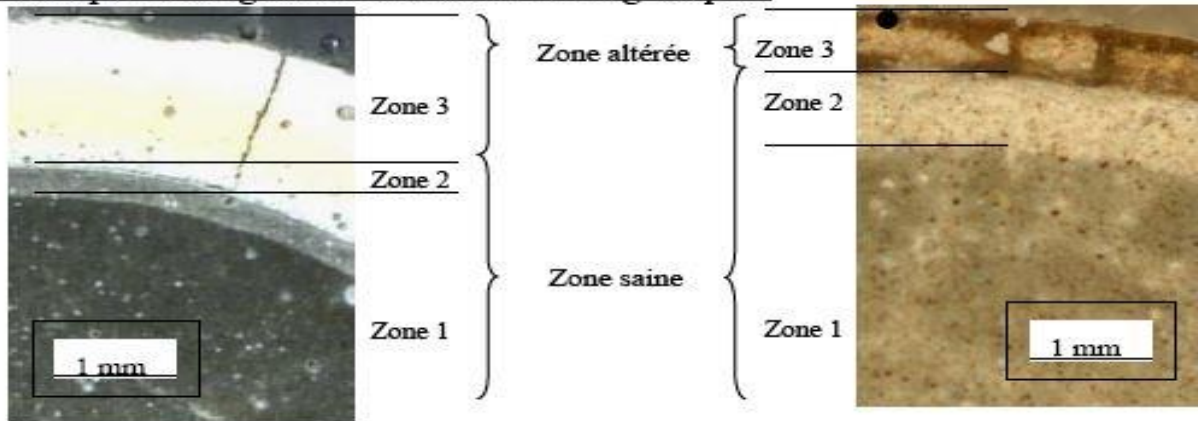
L'acide acétique forme avec l'hydroxyde de calcium un acétate de calcium neutre. Le sel acétate de calcium est très soluble dans l'eau ce qui a pour effet d'endommager la pâte de ciment. [6]



Acide oxalique Hydroxyde de calcium Oxalate de calcium

L'acide oxalique a un comportement analogue à celui de l'acide acétique et réagit avec l'hydroxyde de calcium pour former de l'oxalate de calcium. Mais, contrairement à l'acétate de calcium, l'oxalate de calcium n'est pas soluble dans l'eau, et donc la pâte de ciment reste exempte de dommages. ^[6]

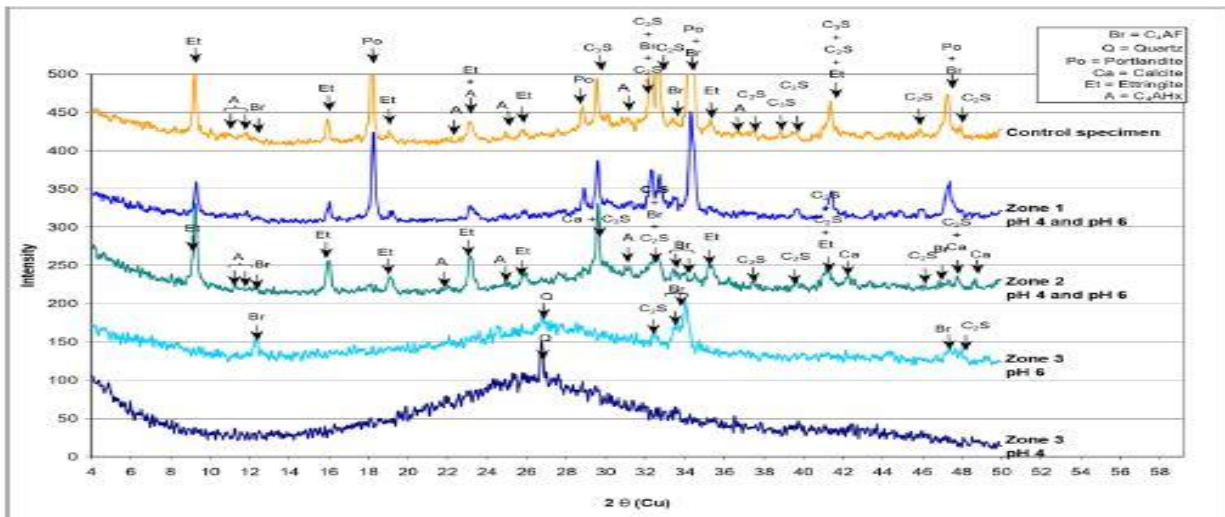
Exemple de dégradation aux acides organiques



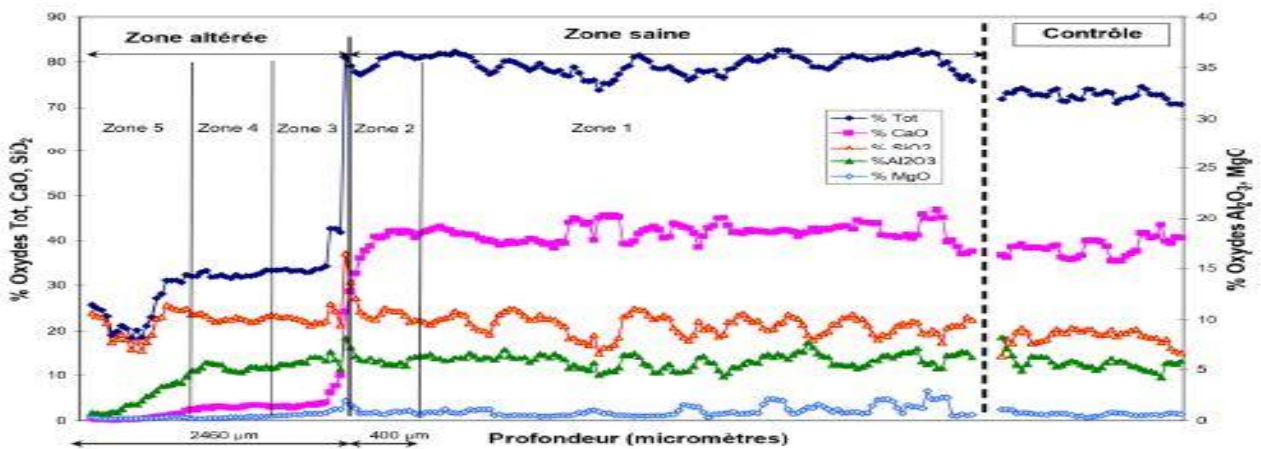
pH 4

pH 6

Observations microscopiques



Diffraction de rayons X



Analyse à la microsonde

-Cas des eaux pures et des eaux douces

Les eaux pures et certaines eaux douces (TAC < 1 méq/l, CO₂ agressif compris entre 15 et 30 mg/l et pH compris entre 5.5 et 6.5) sont classées dans la catégorie des environnements faiblement agressifs (P18-011).

L'attaque du béton par les eaux pures et douces, débute par une dissolution de la portlandite, puis des silicates et des aluminates hydratés. L'attaque se fait par dissolution progressive du calcium ce qui provoque une perte de masse et une augmentation de la porosité (schéma de principe selon Adenot.

Cette attaque peut se traduire par une érosion progressive de la surface (contact superficiel de l'eau), mais elle peut entraîner un lessivage important du béton à cœur (pénétration d'eau agressive sous l'effet d'un gradient de pression hydraulique pour les barrages et les tunnels).

Dans le cas où le renouvellement d'eau agressive est limité, un processus de dissolution-précipitation est observé et la précipitation de carbonates accroît momentanément la compacité du béton.

En général, les bétons bien composés sont peu sensibles aux attaques par ces eaux. De même, les ciments qui produisent peu de chaux (ciments aux pouzzolanes) résistent bien à la lixiviation des ions Ca^{++} .^[6]

CHAPITRE III

PHENOMENES DE TRANSPORT DANS LES BETONS

CHAPITRE III

PHENOMENES DE TRANSPORT DANS LES BETONS

III.1 INTRODUCTION

La résistance à la compression dépendant en grande partie de la porosité totale, ne suffit pas à garantir seule, la durabilité à long terme des matériaux cimentaires qui est directement conditionnée par la structure des pores (un matériau cimentaire de résistance élevée n'est pas nécessairement moins perméable à l'eau ou au déplacement des ions par diffusion qu'un matériau cimentaire de résistance plus faible). Du point de vue de la durabilité, il est nécessaire de compléter la mesure de la résistance avec d'autres mesures qui puissent permettre de déterminer la facilité de déplacement à travers le matériau, des liquides chargés de substances nuisibles dissoutes ou de gaz, et d'estimer la capacité du béton à empêcher la pénétration des agents agressifs par certaines propriétés de transfert tels la perméabilité et la diffusivité.

L'estimation des propriétés de transport des matériaux cimentaires par une mesure de perméabilité et de diffusion est nécessaire dans le but d'évaluer leur durabilité .

Ces deux grandeurs physiques restent cruciales pour caractériser en juste proportion le monde complexe des bétons, ils sont considérées comme des « indicateurs de la durabilité ».

En fait, la perméabilité et la diffusivité correspondent à deux mécanismes bien distincts de transport de matière :

La perméabilité décrit un écoulement (d'eau ou du gaz par exemple) qui se produit sous gradient de pression, elle dépend de la taille des espaces poreux dans lesquels s'écoule le fluide ainsi que de leur interconnexion.

La diffusivité est relative au déplacement d'une espèce chimique à l'échelle moléculaire sous l'effet d'un gradient de concentration.

Des outils théoriques qui permettent d'aborder ces deux mécanismes couplés ou non ont été proposés depuis quelques années, non pas par les ingénieurs du génie civil mais par les physiciens des sols, préoccupés par la salinisation des sols en régions arides.

Depuis plus d'un siècle, la description du transport de matières dans les milieux poreux est menée par des approches phénoménologiques basées sur le concept de potentiel de transport, initiées par Darcy (1856) puis par Buckingham (1907). Pour décrire le mouvement des fluides dans un sol non saturé, on fait souvent appel à des lois empiriques de type.

Darcy-Fick, dérivées de l'observation expérimentale et ayant pour principe que le transport s'effectue sous l'effet des gradients des potentiels (capillaires, chimiques, osmotique ou thermiques).

Depuis les années 80, de nouvelles approches ont été proposées parallèlement au développement considérable de la thermodynamique des processus irréversibles. Elles

ont l'avantage d'offrir un cadre théorique permettant l'explication et la validation des lois de transport d'origine expérimentale de type **Darcy-Fick**.

La compréhension des mécanismes de transport dans un milieu poreux est très importante, par ailleurs la description de ces phénomènes et les équations qui les gouvernent font l'objet de ce chapitre présentant de manière générale les différents modes de transport, une attention plus particulière est apportée aux phénomènes de diffusion des ions chlorures pour rester dans le contexte de notre mémoire. ^[8]

III.2 CARACTERISATION DE LA POROSITE

La porosité ouverte d'un béton est tout à fait pertinente pour traduire la résistance d'un matériau cimentaire à la diffusion des chlorures. Il existe plusieurs types de porosité qui diffèrent suivant le protocole expérimental adopté. La porosité accessible à l'eau est une technique plus simple et praticable, elle permet d'estimer la quasi-totalité du volume poreux du matériau. La porosité au mercure peut aussi être utilisée, en gardant à l'esprit que des échantillons de faible volume sont étudiés peuvent ne pas tenir compte de l'hétérogénéité du matériau. Cependant, les mesures de porosité accessible à l'eau sont supérieures à celles obtenues par intrusion de mercure qui est couramment constaté et discuté dans la littérature (**Baroghel et col., 2001**). La raison de ce comportement tient à ce que le mercure, dans la gamme de pression utilisée, a accès à une porosité plus limitée que l'eau. La conclusion est alors que le domaine poreux est affecté par la chute de porosité liée à la gamme de pores investis par le mercure (1,8 nm \leq $r_p \leq$ 60 micron). ^[8]

III.3 LA PERMEABILITE DU BETON

La perméabilité définit la capacité d'un milieu poreux à être traversé par des fluides sous un gradient de pression. Elle représente un indicateur pertinent de la durabilité de béton et dépend fortement de son réseau poreux.

Bien que la perméabilité d'un milieu poreux dépend fortement de sa porosité, d'autres paramètres du réseau poreux l'influencent également. Parmi ceux-ci, nous pouvons citer : la connectivité, la tortuosité, ainsi que la constrictivité du réseau poreux liée à la taille des pores. L'effet de ces paramètres vis-à-vis de la résistance au flux est montré sur la **Figure III.1**

1 (d'après **Scrivener (2001)**, citée par **Choinska (2006)**).

La perméabilité du béton dépend de ses constituants (type, quantité) et est donc fonction:

Du rapport Eau / Ciment (**Hearn et col. 1999**), directement lié à la porosité capillaire.

Toutefois, on ne connaît pas exactement l'influence des additifs dans la pâte de ciment (fumées de silice, laitiers ou cendres volantes) sur la perméabilité.

De la nature et de la quantité des granulats, qui peuvent respectivement créer l'auréole de transition et modifier la tortuosité. ^[8]

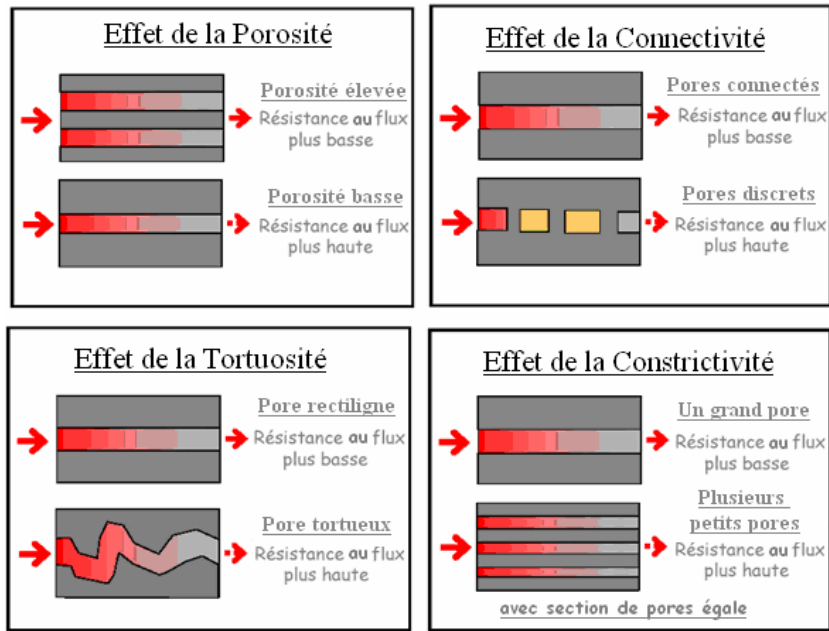


Figure III.1 : Effet des paramètres influençant la perméabilité (d’après Scrivener (2001) citée par Choinska (2006)).^[8]

L’étude de l’écoulement à travers un milieu poreux a fait l’objet de nombreuses recherches ; tout particulièrement, le concept de perméabilité, définie par la loi de Darcy, qui a exprimé à l’échelle macroscopique la physique de l’écoulement d’un fluide visqueux (les forces dues à la viscosité prédominent sur les forces d’inerties) Newtonien à l’échelle des pores. Pour un écoulement unidirectionnel en régime laminaire, la loi de Darcy, basée sur la loi d’écoulement de Poiseuille (1840) s’écrit :

$$Q = \frac{kS}{\mu} \cdot \frac{\Delta P}{L} \tag{III-1}$$

[8]

Où Q (m^3/s) est le débit volumique du fluide, k (m^2) est la perméabilité intrinsèque du milieu poreux, S (m^2) est la surface normale à la direction du flux, L (m) est la longueur du matériau dans la direction du flux, μ ($Pa.s$) est la viscosité dynamique du fluide et ΔP (Pa) est le gradient de la pression piézométrique. Cette pression est définie par :

$$\bar{P} = P + \rho g z \tag{III-2}$$

[8]

Où P (Pa) est la pression du fluide, ρ (kg/m^3) est la masse volumique du fluide, g (m/s^2) est l’accélération gravitationnelle et z (m) est l’altitude par rapport à un niveau de référence.

Cependant, lorsque le milieu poreux est soumis à l'injection d'un fluide dont la masse volumique est faible et dont la pression d'injection est élevée, le deuxième terme de la relation (III-2) devient négligeable et la loi de Darcy simplifiée s'écrit :

$$Q = \frac{kS}{\mu} \cdot \frac{\Delta P}{L} \quad (\text{III-3})$$

[8]

Elle est souvent utilisée sous la forme différentielle

$$Q = \frac{kS}{\mu} \cdot \frac{dP}{dx} \quad (\text{III-4})$$

Où $\frac{dP}{dx}$ est le gradient de pression.

La vitesse d'écoulement unidimensionnel v (m/s) est égale à :

$$v = \frac{Q}{S} \quad (\text{III-5})$$

[8]

Dans le cas d'écoulement d'un liquide et dans des conditions isothermes, la loi de Darcy peut s'appliquer directement pour l'estimation de la perméabilité intrinsèque du milieu. Par ailleurs, dans le cas de la perméabilité à l'eau, nous parlons souvent de la conductivité hydraulique K (m/s) au lieu de la perméabilité intrinsèque k (m²), définie par :

$$K = k \cdot \frac{\rho g}{\mu} \quad (\text{III-6})$$

[8]

Pour l'eau à 20 °C, dont la viscosité dynamique est de l'ordre de 10⁻³ Pa.s, la perméabilité k de 1 m² correspond à une conductivité hydraulique K de l'ordre de 107 m/s.

Cependant, lorsque le gaz percole le milieu poreux, la compressibilité et le mouvement spécifique de la phase gazeuse en milieu poreux nécessitent d'être d'abord pris en compte, afin de déterminer la perméabilité intrinsèque du milieu, telle qu'elle est définie par la loi de Darcy.

La mesure directe de la perméabilité au liquide des matériaux très peu perméables comme les matériaux cimentaires est très difficile. Celle-ci étant une propriété intrinsèque du milieu poreux. Une idée naturelle consiste à déterminer sa valeur à l'aide de mesures de filtration effectuées au gaz (généralement l'oxygène ou l'azote). Malheureusement, il est reconnu que, dans les matériaux aussi peu

perméables que les bétons, la perméabilité au liquide (l'eau en particulier) est nettement inférieure à la perméabilité au gaz. La prise en compte de l'effet de Klinkenberg permet de raffiner la description des transferts hydriques dans les matériaux cimentaires. ^[8]

III.4 LE TRANSPORT DIFFUSIF DES IONS CHLORURES

III.4.1 Introduction

La pénétration d'agents agressifs dans le béton, notamment les chlorures en environnement marin, peut avoir lieu sous l'effet de deux mécanismes : l'absorption capillaire et la diffusion.

L'absorption capillaire se produit lorsque le béton sec ou partiellement saturé est imbibé par la solution saline. La diffusion résulte d'un gradient de concentration en chlorures de la solution porale entre la surface exposée et le cœur sain, elle se produit en milieu saturé.

Dans le cas de cycles d'humidification et séchage, les deux mécanismes peuvent coexister.

Cela concerne par exemple les zones de marnage des ouvrages partiellement immergés (Figure III-2). ^[10]

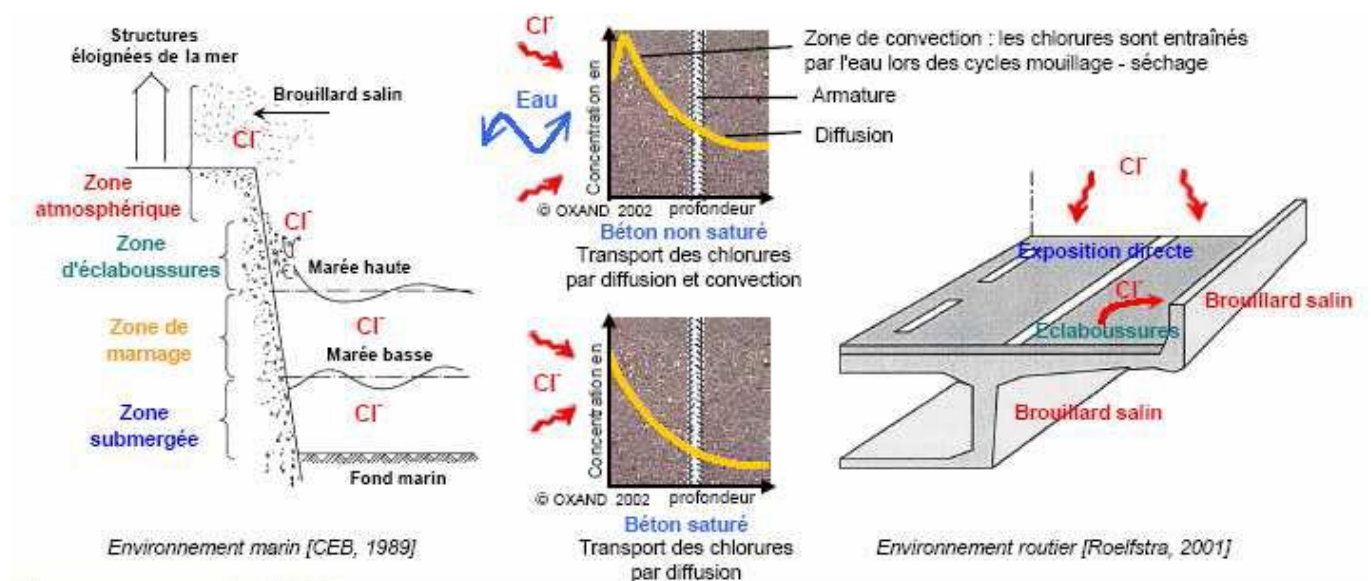


Figure III-2 : Transport des chlorures pour différentes zones d'expositions (CEB, 1989) ^[8]

Vue la complexité des processus mis en jeu, les phénomènes sont, bien souvent, étudiés séparément. Nous ne nous intéressons, dans ce mémoire, qu'à l'aspect diffusif du problème en milieu saturé. De ce fait, il nous faut donc pouvoir caractériser théoriquement et expérimentalement la diffusion des chlorures dans le béton. Deux paramètres sont essentiels pour décrire ce phénomène : A cet effet, on définit le coefficient de diffusion des chlorures qui caractérise leur mobilité, comme étant le paramètre déterminant du taux de l'entrée de chlorure en béton ; ainsi que les isothermes de fixation ou d'interactions des chlorures dans le cas de matériaux cimentaires.

Au cours de ce paragraphe, une description thermodynamique de la diffusion en solution des molécules et des ions va être présentée dans un premier temps, ainsi qu'une revue des principales équations qui décrivent le transport ionique. Ensuite un passage sera consacré à la mobilité des ions des solutions ioniques pour établir des relations et des propriétés qui seront exploitées dans des essais de migration encore appelés essais d'électro migration.

Aussi, le passage de l'étude de la diffusion en solution à l'étude de la diffusion en milieu poreux cimentaire sera présenté. Par la suite, on présentera les principales lois régissant le transport qui permettent de relier les mesures expérimentales aux valeurs des paramètres fondamentaux de la diffusion tels que les coefficients de diffusion. Enfin, La notion d'interactions des isothermes d'ions chlorures sera à cette occasion précisée^[8]

III.4.2 La diffusion en solution libre

Avant de traiter de la diffusion en milieu poreux, il semble opportun de présenter la diffusion en solution libre. Pour cela, une approche thermodynamique va tout d'abord être employée.

En l'absence de gradients de pression et de phénomènes de convection s'exerçant sur le système, le transport de matière à travers une solution se fait essentiellement par des mécanismes de diffusion. L'application des principes de la thermodynamique à ces phénomènes permet généralement de déterminer des relations applicables à des essais expérimentaux de diffusion où le gradient de concentration constitue le gradient de potentiel chimique.

Il faut cependant distinguer deux grandes catégories de diffusion que sont la diffusion moléculaire et la diffusion ionique.^[8]

III.4.2.1 La diffusion moléculaire

La diffusion moléculaire peut être décrite comme le processus de transport d'un constituant dispersé ou en solution sous l'effet de son agitation moléculaire aléatoire provoque des collisions entre les particules, collisions qui changent leur direction et leur vitesse initiale. Ce phénomène encore appelé mouvement Brownien (1827) il est à l'origine de l'explication du transport par diffusion. L'existence d'un gradient de potentiel chimique entre deux points de la solution tel qu'un gradient de concentration par exemple, conduit à un déplacement préférentiel global de matière du point où le potentiel est le plus élevé vers le point où le potentiel est le moins élevé.

D'un point de vue physique, les chocs et les changements de direction dus aux mouvements

Brownien sont plus nombreux dans la zone la plus concentrée. Le mouvement global de matière vers une zone moins concentrée peut alors s'expliquer par le mouvement de matière vers une zone où les chocs, moins nombreux, réduisent, d'un point de vue statistique, les possibilités de changement de direction et de retour vers la zone la plus concentrée (Bockris, 1970).

L'application des lois de la thermodynamique permet de décrire ces phénomènes puisqu'il a été montré que les principes applicables au cas des gaz parfaits pouvaient être étendus au cas des molécules en solution. Ainsi, le potentiel chimique μ équivalent

à l'énergie libre en solution d'une espèce moléculaire i peut être décrit par la relation suivante (**Bockris, 1970**)

$$\mu_i = \left(\frac{\partial G}{\partial n_i} \right)_{T,P} = \mu_i^0 + RT \ln(\alpha_i) \quad (\text{III-7})^{[8]}$$

Où μ_i^0 est le potentiel chimique standard de l'espèce i dans une solution infiniment diluée, G l'énergie libre (énergie de Gibbs), n_i le nombre de moles de l'espèce i , R la constante des gaz parfaits, T la température et α_i est l'activité de l'espèce i égale ($\alpha_i = \gamma_i \cdot c_i$) ou c_i est la concentration, pour l'instant, afin de faciliter la description des équations, que le coefficient d'activité γ_i est égal à 1 et que, par conséquent, les solutions sont considérées comme idéales, l'équation (III-7) devient :

$$\mu_i = \mu_i^0 + RT \ln(c_i) \quad (\text{III-8})^{[8]}$$

Comme on peut le voir le potentiel chimique est directement relié à la concentration de l'espèce diffusante.

D'autre part, si un gradient de concentration unidirectionnel existe, une force de potentiel chimique, F_i , origine du déplacement des molécules, peut être définie :

$$F_i = - \left(\frac{\partial \mu_i}{\partial x} \right)_{T,P} = - \frac{RT}{c_i} \left(\frac{\partial c_i}{\partial x} \right)_{T,P} \quad (\text{III-9})^{[8]}$$

Dans le respect du second principe de la thermodynamique, il est alors possible de définir le flux de l'espèce moléculaire J_i comme étant proportionnel à la force de potentiel chimique définie par l'équation (III-9) (**Beson, 1984**) :

$$J_i = \frac{D_i^0 c_i}{RT} F_i \quad (\text{III-10})^{[8]}$$

Où D_i^0 est le coefficient de diffusion en solution libre infiniment diluée. En remplaçant l'équation (III-30) dans l'équation (III-32), on retrouve l'expression de la première loi (phénoménologique) de Fick en régime stationnaire (**Cranck, 1975**) :

$$J_i = -D_i^0 \cdot \frac{\partial c_i}{\partial x} \quad (\text{III -11})^{[8]}$$

Où plus généralement :

$$J_i = -D_i \text{ grad}(c_i) \quad (\text{III -12})^{[8]}$$

Où D_i est le coefficient de diffusion constant et égal à D_i^0 pour une solution idéale. Sa valeur est une constante physique.

Le cas de la diffusion des chlorures ne peut pas être traité de manière aussi simple. Ces ions, de par les charges électriques qu'ils transportent, subissent, en plus des effets de la viscosité du solvant intervenant dans le calcul du coefficient de diffusion, des forces électrostatiques provenant des interactions des autres ions présents mais également du solvant. La description de ce type de diffusion particulière est traitée dans le paragraphe suivant.^[8]

III.4.2.2 La diffusion ionique

En solution, le déplacement d'ions, sous l'effet d'un gradient de concentration, ne peut se faire que de manière concertée. Afin de préserver l'électro neutralité dans la solution lors de la diffusion, les ions qui n'ont pas tous la même vitesse de déplacement en solution subissent une accélération ou un ralentissement suivant qu'ils sont respectivement plus lents ou plus rapides en solution. Ce phénomène naturel qui est à relier aux charges électriques que transportent les ions et donc aux forces coulombiennes associées, se traduit physiquement par l'apparition d'un champ électrique local résultant de la distribution de potentiels électriques locaux. Ce champ électrique est appelé potentiel de jonction liquide.

L'exemple d'une solution constituée de NaCl dissous dans laquelle existe un gradient de concentration permet de mieux appréhender le phénomène. En l'absence de potentiel de jonction liquide, les ions Na^+ et Cl^- pourraient se déplacer indépendamment. Le coefficient de diffusion des chlorures étant plus important que celui des ions sodium (Bockris, 1970), les chlorures devraient se déplacer plus vite en solution et, par conséquent, interdire le respect de l'électro neutralité (Figure III-3).^[8]

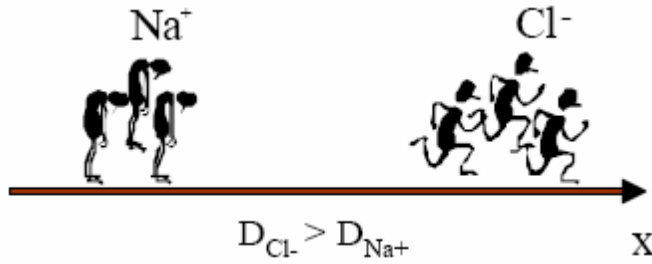


Figure III-3 : Influence du coefficient de diffusion en solution sur la vitesse de déplacement des ions en l'absence de potentiel de jonction liquide (Truc, 2000).^[8]

En réalité, l'existence du potentiel de jonction liquide permet d'assurer un mouvement concerté des ions lors des phénomènes diffusifs. Par conséquent, le respect de l'électro- neutralité de la solution est vérifié en tout point (Figure III-4).

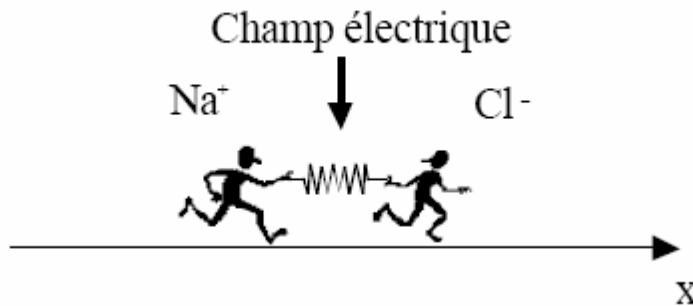


Figure III-4 : Influence du potentiel de jonction liquide sur la diffusion des ions (Truc, 2000).^[8]

Malgré ce paramètre supplémentaire, par rapport à la diffusion moléculaire, la diffusion ionique peut être décrite par l'utilisation d'un potentiel dénommé potentiel électrochimique. Ce dernier est le cumul d'un potentiel chimique et d'un potentiel électrique (Bockris, 70) :^[8]

$$\tilde{\mu}_i = \mu_i + z_i F \varphi \tag{III -13}^{[8]}$$

Où μ_i est le potentiel chimique défini par la relation (III-29), z_i la valence de l'ion, F la constante de Faraday et φ le potentiel électrique local (potentiel de jonction liquide).

Le flux de l'espèce i devrait alors, de la même manière que précédemment, pouvoir être décrit comme la résultante de l'action d'une force dérivant du potentiel électrochimique de l'espèce i . En fait, le calcul du flux est plus complexe. Il dépend non seulement du potentiel électrochimique de l'espèce i mais aussi des potentiels électrochimiques des autres espèces présentes en solution. Un système d'équations

appelé relations d'Osanger (Beson, 1984) reliant les flux et les potentiels électrochimiques des différents ions est alors constitué :

$$J_i = \sum_k l_{ik} F_k \tag{III -14}^{[8]}$$

Où l_{ik} sont les coefficients phénoménologiques de transport et F_k les forces dérivant de chacun des potentiels électrochimiques.

Il est à noter que pour des concentrations inférieures à 3000 mol.l-1, les coefficients

Phénoménologiques l_{ik} , $i \neq k$ n'ont pas de réelle influence sur les flux (Nugue, 2002). Par conséquent, ces termes seront négligés par la suite, c'est à dire que le flux de l'espèce i ne dépendra que du potentiel électrochimique associé. En effet, dans le cas d'une solution au comportement idéal, le coefficient l_{ii} est égal à

$$\frac{D_i^0 c_i}{RT} .$$

Finalement, dans le cas de la diffusion ionique, l'expression du flux d'ions i peut être décrite simplement par l'équation suivante :

$$J_i = -\frac{D_i c_i}{RT} \text{grad}(\tilde{\mu}_i) = -D_i c_i \text{grad}(\ln \alpha_i) - \frac{z_i F D_i c_i}{RT} \text{grad}(\varphi) \tag{III -15}^{[8]}$$

Dans le cas où la solution est idéale, l'activité α_i est égale à la concentration c_i et l'équation précédente devient :

$$J_i = -D_i^0 \text{grad}(c_i) - \frac{z_i F D_i^0 c_i}{RT} \text{grad}(\varphi) \tag{III -16}^{[8]}$$

L'équation (III-16) est connue sous le nom de la relation de Nernst-Planck.

Le potentiel électrique intervenant dans l'équation de Nernst-Planck peut être extérieur c'est le cas lorsque l'on cherche à accélérer des mouvements ioniques dans la solution. Enfin, il peut être constaté qu'en l'absence de l'effet de potentiel électrique, et l'effet de l'activité de la solution, donc lorsque l'on traite de la diffusion de particules non chargées, l'équation (III-16) redevient l'équation de la première loi de Fick.

$$J_i = -D_i \cdot \frac{\partial C_i}{\partial x}$$

(III -5) ^[8]

III.4.3 Le coefficient de diffusion effectif

Jusqu'à présent les équations ont été établies en considérant que les phénomènes décrits se développaient en solution libre c'est à dire en l'absence de parois. Lorsqu'il est traité de la diffusion dans les bétons saturés, le mode de pénétration des chlorures est principalement la diffusion au travers de l'espace disponible dans le solide, les phénomènes de diffusion de matière se développe dans la solution interstitielle contenue dans les pores.

Il convient de préciser dans une première approche que, concernant les processus de diffusion, ce ne sont pas les tailles de pores qui influent sur la diffusivité mais plutôt la connectivité des pores entre eux (Buill, 1992).

A noter que dans la suite, lorsque la porosité sera évoquée, il s'agira de la porosité ouverte c'est à dire de la porosité interconnectée qui seule contribue à la diffusion de la matière dans le matériau. ^[8]

III.4.3.1 Définition du coefficient de diffusion

D'après Cranck (1975), le coefficient de diffusion (figure III-10) est défini comme étant le taux de transfert de la substance de dispersion à travers une section d'unité de superficie divisé par le gradient de l'espace de la concentration à la section.

J étant le flux en $\text{mol/m}^2 \cdot \text{s}$ et $\partial c / \partial t$ le gradient de concentration.

$$D(\text{m}^2 / \text{s}) = \frac{J}{\frac{\partial c}{\partial t}}$$

(III -6)

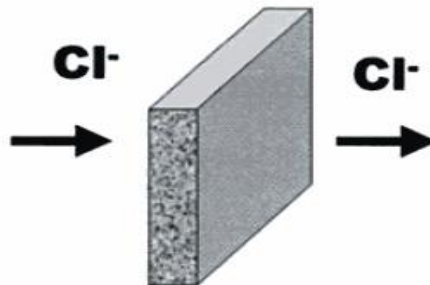


Figure III-5: section unité pour définir le flux de chlorure ^[8]

Pour que cette définition soit appliquée, le volume total devrait demeurer constant de chaque côté de l'unité de section pendant que la diffusion procède et la même unité de la longueur doit être employée en mesurant le volume qui apparaît dans la définition de la concentration.

Cette définition attire l'attention sur l'importance des unités du coefficient de diffusion et de la concordance entre elles dans l'expression entière. Les unités utilisées pour exprimer la concentration en chlorure dans un béton est montré en figure III-5 :

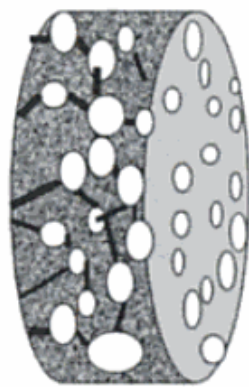
Pour le béton : en % ou en **kg/m³** de béton

Pour le ciment : en % ou en **kg/kg** de ciment

Pour la solution de pre : en **g** ou **mol Cl/l** de solution

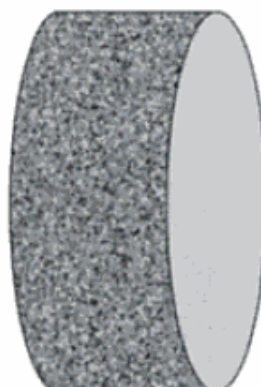
Ainsi, on définit d'une part le prétendu coefficient de diffusion du régime stationnaire, se rapportant à la concentration de solution de pore et exprime donc le mouvement des chlorures soluble dans l'eau. D'autre part le régime non stationnaire, ou le coefficient de diffusion, est exprimé par le volume de béton ou de masse du ciment et se rapporte donc à la quantité totale de chlorures dans l'échantillon (Andrade, 1993).

Béton ^[8]



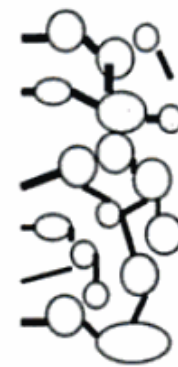
Béton

% ou g cl-/kg béton



Ciment

% ou g cl- /kg ciment



Pores

g cl-/l solution

Figure III-6 : Unités de concentration en chlorure se rapportant au poids béton, au poids de ciment ou à la quantité de l'eau évaporable dans les pores. ^[8]

III.5- Les essais basés sur la diffusion

Ces essais sont les plus proches des phénomènes rencontrés en milieu naturel. Malheureusement, malgré des conditions expérimentales modulables telles que le choix de l'épaisseur ou des concentrations d'essai qui peuvent conduire à une réduction du temps d'expérimentation, ces essais se révèlent très longs, leur durée pouvant en effet aller jusqu'à plusieurs années.

Trois grandes familles d'essais de diffusion vont être présentées :

_Les essais de diffusion en cellule en régime permanent (flux d'espèces diffusantes stabilisé à une valeur constante),

_Les essais d'immersion,

_Les essais de diffusion en régime transitoire (flux d'espèces diffusantes non stabilisé)

_Le suivi de la diffusion est effectué par la détermination de la concentration des chlorures en solution,

_Compte tenu de la lenteur des processus de diffusion (**Fick Cl - D**, est de l'ordre de **10-12 m².s-1** dans les matériaux cimentaires à comparer à **Cl - D** valant **2,03 10-9**

m_{2.s-1} en solution libre), cet essai est bien souvent limité à des matériaux tels que des pâtes de ciment et mortiers pour lesquels l'épaisseur peut être réduite tout en conservant une bonne représentativité du matériau (V.E.R.).

_Le dépouillement d'un tel essai par la première loi de Fick suppose que les espèces diffusantes soient des espèces non chargées ce qui est faux pour les ions chlorures.

_Le flux de l'espèce diffusante étudiée est également supposé être indépendant des mouvements des autres espèces.

_Le matériau est considéré comme étant stable et inerte durant toute la durée de l'essai malgré les évolutions de concentration des espèces présentes dans la solution interstitielle.

En conséquence, le coefficient de diffusion effectif est supposé indépendant du temps et représentatif du matériau dans sa configuration micro structurelle initiale.

_Les conditions aux limites sont supposées constantes malgré les périodes inter-renouvellements pendant lesquelles les solutions des compartiments évoluent. ^[8]

III.5.1- Les essais de diffusion en cellule en régime transitoire

Francy (1998) propose l'essai de diffusion en cellule présenté au paragraphe précédent.

Mais au lieu d'attendre l'établissement du régime permanent, toujours très long, le profil de concentration des chlorures présent dans l'échantillon en phase transitoire est étudié.

Les principaux avantages de cette méthode résident dans la possibilité de pouvoir déterminer un coefficient de diffusion effectif dépendant, le cas échéant, de la concentration et de pouvoir vérifier par ailleurs les isothermes d'interactions mesurées (Francy, 1998). Le principal inconvénient de cette méthode réside dans le fait que son application est théoriquement limitée aux milieux semi-infinis. Ainsi, l'utilisation d'une telle méthode sur des échantillons de taille finie, placés dans des cellules de diffusion conventionnelles suppose que les chlorures n'atteignent pas le compartiment aval. A noter que dans un souci de respect des travaux de l'auteur, les notations indiquées ci-dessous sont celles utilisées dans la référence (Francy, 1998).

Le principe de la méthode est le suivant :

_Détermination du profil de teneurs massiques en chlorures totaux $MCT(X)$. Il permet, moyennant la connaissance de l'isotherme d'interaction et de la porosité, de retrouver : le profil de teneurs volumiques en chlorures totaux $mCT(X)$ et le profil de concentration en chlorures libres $CF(X)$. Les points suivants de cette méthode peuvent être retenus :

_Un essai proche des conditions réelles de diffusion des chlorures,

_La possibilité par un seul essai de déterminer un coefficient de diffusion effectif dépendant de la concentration et de vérifier les isothermes d'interactions,

_La limitation de cette méthode à des milieux semi-infinis ou assimilés,

_Des incertitudes de calcul liées à la précision de la détermination des profils pouvant être relativement importantes. Ainsi, l'intégrale sous la courbe mCT aux faibles concentrations est peu précise à cause de la difficulté à déterminer l'intersection de la courbe avec l'axe des abscisses. D'autre part, le calcul de la pente $\tan \alpha$ est sensible à la précision des profils de concentration en chlorures libres,

_La non prise en compte du fait que les chlorures sont des espèces chargées pouvant interagir avec les autres espèces ioniques présentes dans la solution interstitielle. [8]

III.5.2- Les essais basés sur la migration

Comme indiqué précédemment, les essais basés sur la diffusion sont longs. Aussi, pour réduire cette durée, des essais consistant à accélérer le déplacement des ions par un champ électrique ont été développés. Le principe, simple, consiste à appliquer à un échantillon saturé, par l'intermédiaire d'électrodes, une différence de potentiel entre ses faces provoquant ainsi le déplacement des ions vers l'électrode de signe opposé. Les relations présentées dans le paragraphe § III.4.4 indiquent que plus le champ électrique est grand, plus la force appliquée aux ions est grande et que, par conséquent, plus le déplacement est rapide. Un choix judicieux du champ électrique appliqué permet de réduire la durée des essais de plusieurs mois ou années à quelques jours ou semaines.

Le principal inconvénient de ce type d'essai concerne les processus de déplacement mis en jeu. Pour les essais de diffusion, c'est le gradient de concentration qui conduit au déplacement des ions tandis que pour les essais de migration, le moteur principal du déplacement des ions n'est plus un gradient de concentration mais un champ électrique.

Ainsi, des espèces ioniques telles que Na^+ qui diffusaient de concert avec les ions Cl^- à cause de phénomènes de potentiels de jonction liquide lors d'essais de diffusion, se trouvent, lors de l'application d'un champ électrique externe, mis en mouvement dans un sens opposé à celui des chlorures. Ceci n'est qu'un exemple des phénomènes apparaissant avec ce type d'essai et dont certains ne sont pas encore clairement expliqués.

Deux grandes familles d'essais de migration peuvent être distinguées :

Les essais en régime permanent où sont mesurés les flux de matière,

Les essais en régime transitoire où ce sont principalement les profils de pénétration en chlorures qui sont utilisés [8]

III.5. 2.1 Les essais de migration : exploitation en régime permanent

III.5. 2.2 Le principe expérimental

Les cellules employées comportent deux compartiments entourant l'échantillon : l'un amont comportant la solution chlorée, l'autre aval dépourvu de chlorures. Le champ électrique externe est appliqué à l'échantillon par l'intermédiaire de deux électrodes placées respectivement à l'amont pour la cathode (-) et à l'aval pour l'anode (+) (Figure III.5).

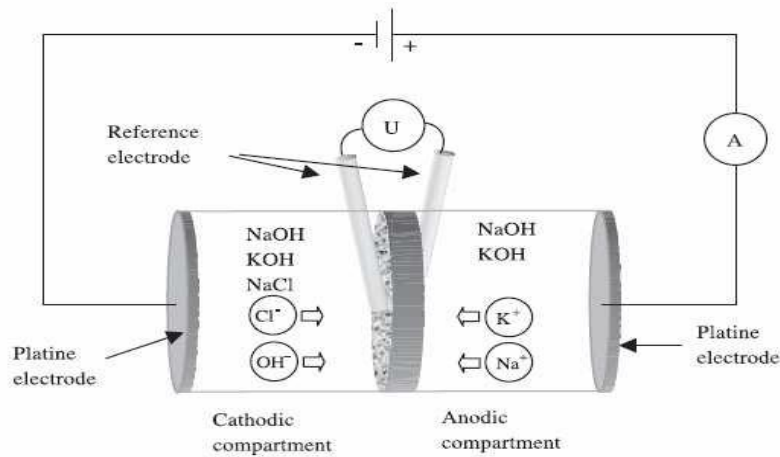


Figure III.7 : Schéma de principe de l'essai de migration. ^[8]

Lors de l'application du champ électrique, les ions vont se déplacer vers l'électrode dont la charge est de signe opposé. Les solutions qui sont utilisées sont, comme pour les essais de diffusion, généralement basiques afin de préserver le matériau cimentaire même si ce n'est pas toujours le cas (Andrade, 1993) (Castellote et col., 2000). Ces solutions sont bien souvent composées d'une association de soude et de potasse. Cependant des essais utilisant des solutions uniquement composée de soude ou de potasse sont aussi réalisées (Arsenault, 1999) (Truc, 2000). Le but principal de ces ajouts en produits basiques est principalement de maintenir la solution à un **pH** relativement élevé et proche de celui de la solution interstitielle du béton. L'utilisation de ces cellules en régime permanent nécessite de pouvoir maintenir les conditions aux limites constantes pendant l'essai. Aussi, tout comme pour les essais de diffusion, des renouvellements sont régulièrement effectués à l'aval et à l'amont. Il convient de noter que, du fait de la rapidité de cet essai, les volumes des compartiments sont généralement relativement importants ceci afin d'éviter de renouveler les solutions trop souvent. Les solutions ainsi récupérées peuvent alors être dosées pour déterminer la teneur en chlorures.

Plusieurs types de dépouillement de cet essai, basés sur la mesure du champ électrique appliqué ou sur la mesure de l'intensité traversant l'échantillon, peuvent être effectués. Ils font l'objet des paragraphes suivants ^[8]

III.5.2.3 L'exploitation par l'utilisation de l'équation de Nernst-Planck

Ce type de dépouillement est basé sur le suivi du flux de chlorures traversant l'échantillon.

La loi de Nernst-Planck, définie dans le paragraphe, est alors utilisée (en Unidirectionnel) :

$$J_{e,i} = -D_{e,i} \frac{\partial c_t}{\partial x} - \frac{Z_i F D_{e,i} c_i}{RT} \frac{\partial \phi}{\partial x}$$

(III -7) ^[8]

CHAPITRE IV

PROGRAMME EXPERIMENTAL

CHAPITRE IV

PROGRAMME EXPERIMENTAL

INTRODUCTION

Le travail réalisé durant ce mémoire s'inscrit, dans le cadre d'étude des performances de durabilité des bétons en milieu acide. Tester le matériau béton est incontournable vis-à-vis des paramètres de transfert qui tient compte des critères de durabilité mis en évidence par certaines recommandations plus particulièrement celles de l'AFPC-AFREM (AFGC, 1997).

Dans l'optique de la prévention de la corrosion des armatures du béton armé.

Les indicateurs de durabilité généraux sont les suivants (Baroghel et col. 2004) :

- Coefficient de diffusion des ions chlorure
- Teneur en portlandite Ca(OH)_2 .

Au départ de cette étude, notre objectif principal est de choisir parmi différentes options d'essais de diffusion, une méthode rapide et accéléré, qui vise à déterminer le coefficient de diffusion des ions chlorures. Puis, tester des bétons à matériaux locaux, à la suite du montage d'un banc d'essai de migration sous champ électrique.

Le programme expérimental a été développé, en réalisant le montage d'une cellule de migration sous champ électrique, pour pouvoir déterminer le coefficient de diffusion des ions chlorures dans les bétons durcis en régime stationnaire. La cellule est une simulation du phénomène de transfert des ions chlorures à travers un béton en condition saturée.

Dans ce chapitre, une présentation des matériaux bétons utilisés à base de matériaux locaux est décrite. Par la suite nous présenterons les essais de détermination des indicateurs de durabilité. A cette occasion, le banc d'essai de diffusion réalisé au sein de notre laboratoire Développement des Géomatériaux est décrit de manière détaillé.

LES MATERIAUX UTILISES

Rappelons que le but de notre étude n'est pas de formuler des matériaux aptes à leur utilisation dans les environnements agressifs, mais de rechercher une méthode permettant de caractériser rapidement leur diffusivité. Aussi, seulement trois types de ciment ont donc été retenus pour effectuer les essais avec un E/C (0.8 et 0.5) et C (250 .400) de chaque type de ciment et des formulations de béton sur chantier.

IV.1 CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX DE BETON

IV .1.1.Introduction :

Nous présenterons dans ce chapitre, les caractéristiques des matériaux utilisés pour la confection du béton :

- *Les matériaux utilisés sont :*
- *Le sable fin de la région de BOUSAADA (OUED MAITAR)*
- *Le gravier de carrière située à 25Km de M'sila*
- *Le ciment Chamil et de l'usine LAFARGE et le ciment CRS de Ain touta*
- *L'eau potable du laboratoire (laboratoire de génie civil de Msila) PH 8.5*

IV 1.2.Sable de dune de Boussaâda (Oued Maitar) :

IV1.2.1.Origine du sable :

Le sable de base de notre recherche provient : des abords d'Oued Maitar (BOUSAADA)

IV1.2.2.Caractéristiques physique des sables utilisés :

Le sable a été soumis à plusieurs essais au laboratoire de Génie Civil de l'université de M'sila suivant les normes françaises AFNOR

IV 1.2 .2 .1 .Masse volumique (absolue) : NF P 18-555

C'est la masse de l'unité de volume de la substance, c'est –à-dire le rapport entre sa masse

et son volume absolu.

Mode opératoire :

- *On détermine la masse volumique absolue du sable à l'aide du récipient de capacité 1000ml.*
- *On prend 03 échantillons de masse 300g.*
- *On place l'échantillon dans le récipient de capacité 1000ml et on y verse 300ml d'eau prépare préalablement dans 2^{ème} récipient gradue, puis on malaxe soigneusement le contenu pour chasser l'air qui y existe .Après cette opération, on détermine le volume final occupé par le mélange sable-eau .Soit (V) ce volume.*

- Sachant que le volume (V_e) d'eau versé est 300ml, il serait facile de déterminer le volume occupé par le sable seul.

Volume de sable $V_1 = V - 300(\text{ml})$ (IV.1)

La masse volumique absolue de sable est déterminée par la formule :

$$\rho = \frac{M}{V_1} \quad (\text{g/cm}^3) \quad (\text{IV.2})$$

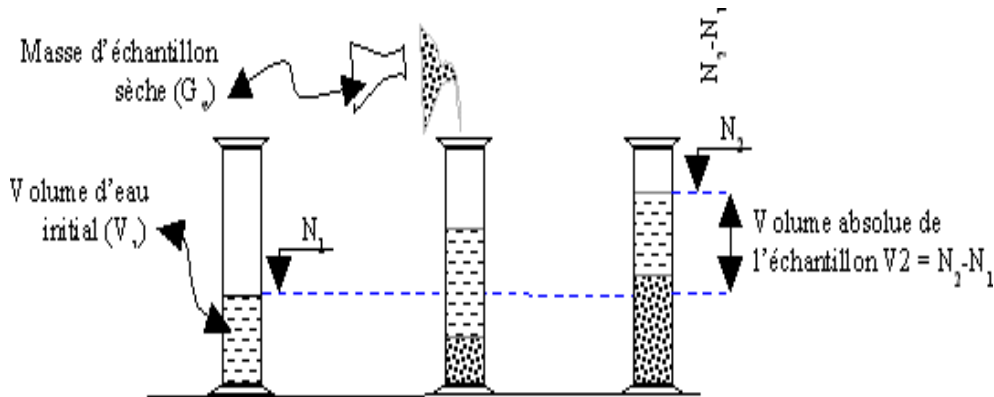


Figure IV. 1 : Détermination de la masse volumique absolue d'un matériau.

Résultats obtenus :

Tableau IV.1 : Masse volumique absolue du sable de Boussaâda

N°d'essai	M (g)	V_e (cm ³)	V_1 (cm ³)	ρ (g /cm ³)	ρ_{moy} (g /cm ³)
01	300	150	265	2,60	2,60
02	300	150	265	2,60	
03	300	150	265	2,60	

IV1.2.2.2.Masse volumique apparente :NF P 18-554

IV 1.2 .2 .2 .1.Masse volumique apparente à l'état lâche :

C'est la masse du matériau par unité de volume y compris des vides des existant entre les grains.

Mode opératoire :

- On détermine la masse volumique apparente du sable à l'aide d'un entonnoir standardisé de capacité 2 à 2,5 litres.
- On remplit l'entonnoir avec du sable sec.

- On pèse le récipient vide M_1 .
- On place le récipient sous l'entonnoir à une distance de **10 à 15 cm** et on le remplit avec du sable.
- Une fois le récipient est rempli , on nivelle la surface du sable et on pèse le tout . Soit M_2 ce poids.
- Volume de récipient $V_r = 900 \text{ cm}^3$.

La masse volumique apparente du sable est donnée par la formule suivante :

$$\rho = \frac{(M_2 - M_1)}{V_r} \text{ (g/cm}^3\text{)} \text{ (IV.3)}$$

Résultats obtenus :

Tableau IV.2 : Masse volumique apparente du sable de Boussaâda à l'état lâche

N°d'essai	M_1 (g)	M_2 (g)	ρ (g /cm ³)	ρ_{moy} (g /cm ³)
01	115	1451,20	1,484	1,485
02	115	1453,10	1,486	
03	115	1452,00	1,485	

IV 1.2 .2 .2 .Masse volumique apparente à l'état compact :

C'est la masse du matériau par unité de volume après compactage y compris les vides restant entre les grains. Généralement elle est supérieure à la masse volumique à l'état lâche.

Mode opératoire :

Même méthode que celle de l'état lâche, après remplissage du récipient « après tassement» on soumet ce dernier à **30** secousses manuelles.

On le remplissage du récipient après le tassement du sable, puis on nivelle ce dernier et on le pèse .Soit M_2 le poids de l'ensemble (sable + récipient), la masse volumique à l'état compacte est donnée par la formule suivante :

$$\rho = \frac{(M_2 - M_1)}{V_r} \text{ (g/cm}^3\text{)} \text{ (IV.4)}$$

Où :

M_1 : Masse du récipient à vide.

M_2 : Masse du récipient plus le sable.

V_r : Volume du récipient.

Résultats obtenus :

Tableau IV.3 : Masse volumique apparente du sable de Boussaâda à l'état compact

N°d'essai	M ₁ (g)	M ₂ (g)	ρ (g /cm ³)	ρ _{moy} (g /cm ³)
01	115	1569	1,615	1,630
02	115	1582	1,630	
03	115	1597	1,646	

IV 1.2 .2 .3 .Porosité : (NF P 18-554)

C'est le volume des vides entre les grains du sable .La porosité peut déterminée par la formule suivante :

$$P(\%)= 100- (Masse volumique apparente / Masse volumique absolue) X 100$$

$$\rho_L P(\%) = \left[1 - \frac{\rho_{app}}{\rho_{abs}} \right] X 100 \quad (IV.5)$$

On distingue deux cas :

Pour le sable de Boussaâda :

- Etat lâche : ρ_L = 42,88%
- Etat compacte : ρ_c = 37,30%

IV 1.2 .2 .4 .Compacité :

La compacité d'un matériau est une proportion de son volume réellement occupé par la matière solide qui le constitue, c'est –à-dire le rapport du volume absolue des grains au volume apparent du matériau.

$$C = (\rho_{ap} / \rho_{ab}) = 100-P \quad (IV.6)$$

On distingue deux cas :

Pour le sable de Bou-saâda :

- *Etat lâche* : $C_L = 57,12 \%$
- *Etat compacte* : $C_c = 62,7 \%$

IV 1.2 .2 .5 .L'indice des vides :

L'indice des vides est le rapport entre le volume du vide et le volume de solide.

$$e = V_v / V_s = P / (100 - P)$$

Avec P en pourcent (%).

Pour le sable de Boussaâda :

- *Etat lâche* : $e = 0,75 \%$
- *Etat compacte* : $e = 0,59 \%$

Les résultats de la porosité, la compacité et l'indice de vide sont regroupés dans les deux tableaux suivants :

Tableau IV.4 : *La porosité, la compacité et l'indice de vide pour le sable de Boussaâda*

Porosité P(%)		Compacité C(%)		Indice des vides e	
Lâche	Compact	Lâche	Compact	Lâche	Compact
42,88	37,30	57,12	62,7	0,75	0,59

IV 1.2 .2 .5 .Equivalente de sable : NF P 18-598

Nous essayons de mettre en évidence la proportion d'impuretés argileuses ou ultrafines contenues dans le sable et le pourcentage de poussières nuisibles et les éléments argileux qui diminuent la qualité du béton et mortier.

Mode opératoire :

- *Tamiser une quantité de sable (masse supérieure à 500g)*
- *Prendre une pesée de 120 g.*
- *Remplir l'éprouvette de solution la hauteur jusqu'au premier repère (10cm)*
- *A l'aide de l'entonnoir verser la prise d'essai (120g) dans l'éprouvette et taper fortement à plusieurs reprises avec la paume de la main afin de chasser toutes les bulles d'air et favoriser le mouillage de l'échantillon.*
- *Laisser reposer pendant 10 minutes.*
- *Fermer l'éprouvette à l'aide du bouchon en caoutchouc et lui imprimer 90 cycles de 20 cm de course horizontale en 30 secondes à la main à l'aide d'un agitateur mécanique.*

- Retirer ensuite le bouchon, le rincer avec la solution lavante au-dessus de l'éprouvette, rincée ensuite les parois de celle-ci.
- Faire descendre le tube laveur dans l'éprouvette, le rouler entre le pouce et l'index en faisant tourner lentement le tube et l'éprouvette et en imprimant en même temps au tube un léger piquage.

Cette opération a pour but de laver le sable et de faire monter les éléments fins et argileux.

Effectuer cette opération jusqu'à ce que la solution lavante atteigne le 2^{ème} repère. Laisser ensuite reposer pendant 20 minutes.

A .Equivalent de sable visuel (ESV) :

- Après 20 minutes de dépôt de sable, lire la hauteur h_1 du niveau le du flocculant jusqu'au fond de l'éprouvette à l'aide d'une réglette.
- Mesurer également avec la règle la hauteur h_2 comprise entre le niveau supérieur de la partie sédimentaire et le fond de l'éprouvette.

Equivalent de sable visuel (ESV) :

$$EVS = \frac{h_2}{h_1} \times 100[\%] \quad (\text{IV.8})$$

Où : $h_2 < h_1$ avec : h_1 : sable propre + éléments fins.

B .Equivalent de sable au piston (ESP) :

- Introduire de piston dans l'éprouvette et laisser descendre doucement jusqu'à ce repose sur le sédiment. A cet instant bloquer le manchon du piston et sortir celui-ci de l'éprouvette.
- Introduire le réglet dans l'encoche du piston jusqu'à ce que le zéro vienne buter contre la face intérieure de la tête du piston .Soit h'_2 la hauteur lue et correspondant à la hauteur de la partie sédimentée.

$$ESP = \frac{h'_2}{h_1} \times 100[\%] \quad (\text{IV.9})$$

Où : $h'_2 < h_1$ avec : h'_2 : la hauteur du sable.

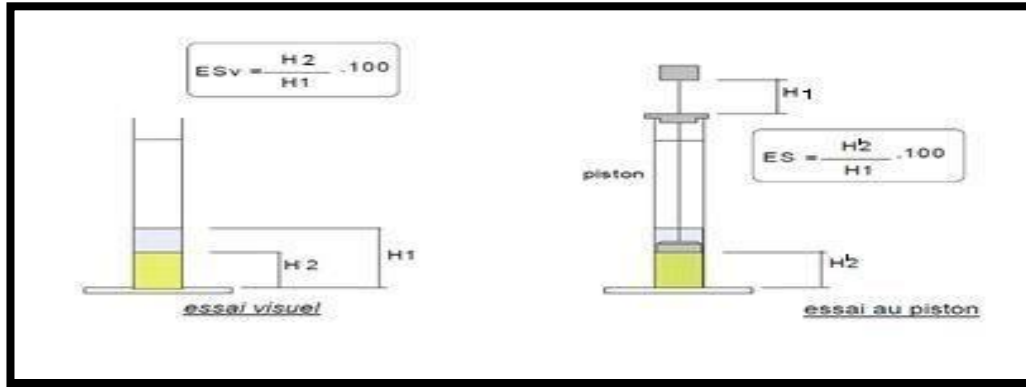


Figure IV.2 : L’essai l’équivalent de sable de Boussaâda

Tableau IV.5 : Equivalent du sable de Boussaâda

N°d’essai	h_1 (cm)	h_2 (cm)	ESV(%)	h'_2 (cm)	ESP(%)
01	10,9	9	82,57	8,3	76,15
02	11	9	81,82	8,3	75,45
03	11	9,1	82,72	8,4	76,36

$(EVS)_{moy} = 82,37\%$

$(ESP)_{moy} = 75,98\%$

Donc : $75 < ESV < 85\%$

$70 < ESP < 80\%$

Tableau IV.6 : Comparaison des résultats.

E .S.V	E.S.P	Nature et qualité du sable
$E.S < 65$	$E.S < 60$	Sable argileux : Risque de retrait ou de gonflement à rejeter pour des bétons de qualité.
$65 < E.S < 75$	$65 < E.S < 70$	Sable légèrement argileux de propriété admissible pour des bétons de qualité courante quand on ne craint pas particulièrement le retrait.
$75 < E.S < 85$	$70 < E.S < 80$	Sable propre à faible pourcentage de farine argileux convient parfaitement pour des bétons de hautes qualité.
$E.S \geq 85$	$E.S \geq 80$	Sable très propre : l’absence totale de fines argileuses risque d’entraîner un défaut de plasticité du béton qu’il faudra rattraper par une augmentation du dosage en

		<i>eau.</i>
--	--	-------------

Pour le sable de Boussaâda : C'est un sable propre à faible pourcentage de farine argileux convient parfaitement pour des bétons de hautes qualité.

IV 1.2 .2 .6 .Teneur en eau : NF P 18-555

Le sable à la capacité de retenir une quantité d'eau très grande (elle peut atteindre 20 à 25 % de son poids). Si son humidité est compris entre la limite de 0 à 3%, on appelle sec.

Mode opératoire :

- *Peser un échantillon de sable humide, soit M_h son poids (500g).*
- *Laisser l'échantillon dans une étuve à une température dans l'intervalle de 105°C à 110°C pendant 24 heures.*
- *Peser l'échantillon de nouveau, soit M_s son poids.*

La teneur en eau du sable est :

$$W = \frac{(M_h - M_s)}{M_h} \times 100[\%] \text{ (IV.10)}$$

Où :

- M_h : poids du sable humide en (g).
- M_s : poids du sable sec en (g).

Tableau IV.7 : Teneur en eau du sable de Boussaâda.

<i>N°d'essai</i>	<i>M_h en (g)</i>	<i>M_s en (g)</i>	<i>W(%)</i>	<i>$W_{moy}(\%)$</i>
01	500	499,1	0,18	0,17
02	500	499,2	0,16	
03	500	499,1	0,18	

IV 1.2 .2 .7 .Degré d'absorption d'eau : NF P 18-555

Elle est le pouvoir d'un matériau d'absorption et de retenir l'eau, elle est définir en pourcentage d'après la formule suivante

$$A = \frac{(M_2 - M_1)}{M_1} \times 100[\%] \text{ (IV.11)}$$

Où :

- M_1 : La masse du matériau sec en (g).
- M_2 : La masse du matériau saturé d'eau superficiellement sec en (g).

Tableau IV.8 : Degré d'absorption d'eau du sable de Boussaâda.

N°d'essai	M ₁ en (g)	M ₂ en (g)	A(%)	A _{moy} (%)
01	700	710,5	1,50	1,45
02	700	709,8	1,40	
03	700	710,3	1,47	

Selon le mode opération défini dans les normes **NF P 18-554** et **NF P 18-555**, la limite supérieure du coefficient d'absorption d'eau du granulat est fixée à 5%, c'est -à-dire **Ab < 5%**. Donc, dans notre cas, cette propriété est vérifiée.

La norme **NF P 18-541** fixe comme valeur maximale 5%, pour les bétons classiques, ce qui est peut-être insuffisamment sévère, valeur d'ailleurs ramenée à 2,5 % pour les bétons de résistance caractéristique supérieure à **36 MPa**.

Observation :

Exceptionnellement, pour certaines utilisations, cette valeur est abaissée à 2%.

IV1.2 .2 .8 .Analyse granulométrique : NF P 18-560

L'analyse granulométrique permet de mesurer la distribution dimensionnelle en poids des d'un matériau, elle comprend deux opération :

1. Tamisage.

2. Sédimentation.

La granularité est exprimée par granulométrique qui donne la répartition de la dimension moyenne des grains, exprimée sous forme de pourcentage du poids total du matériau, elle est tracée en diagramme semi-logarithmique avec :

- En abscisse, le logarithme de la dimension des ouvertures des tamis en valeurs croissante.
- En ordonnée, le pourcentage, en poids du matériau total de la fraction du sable dont les grains ont un diamètre moyen inférieur à celui de l'abscisse correspondante (passant) on constate que la courbe granulométrique est un élément fondamental de classification du matériau comme la perméabilité, l'aptitude au compactage et l'utilisation comme filtre.

Mode opératoire :

- Prélever (2kg) de matériau (sable).
- Peser chaque tamis à vide à 1g près, soit **m_i** la masse du tamis.

- Constituer une colonne de tamis propres et secs dont l'ouverture des mailles est respectivement de haut en bas : **5-2,5-1,25-0,63-0,315-0,125** et éventuellement **0,08mm**

La colonne est coiffée par un fond pour recueillir les éléments passant au dernier tamis et un couvercle pour éviter la dispersion des poussières .On commence par peser les tamis ainsi que le fond.

- Verser le matériau (sable sec) sur la colonne et la fixer soigneusement sur la machine d'agitation mécanique, agite pendant 5minute. Arrêter l'agitateur, puis séparer avec soin les différents tamis
- Peser chaque tamis séparément à 1g près .Soit M_i masse du tamis (I) + le sable.

La différence entre M_i et m_i (tamis de plus grandes mailles) correspond au refus partiel $R1$ du tamis 1.

- Reprendre l'opération pour le tamis immédiatement inférieur.
- Ajoute le refus obtenu sur le sixième tamis à $R1$, soit $R2$ la masse des différents refus cumuler du tamis 2 ($R2=R1+Refus\ partiel\ sur\ tamis$).
- Poursuivre l'opération avec le reste des tamis pour obtenir les masses de

Différents refus cumules $R3, R4, \dots$

Le tamisât cumulé est donne par la relation suivante :

$T=100-Rc$ (IV .12)

Où :

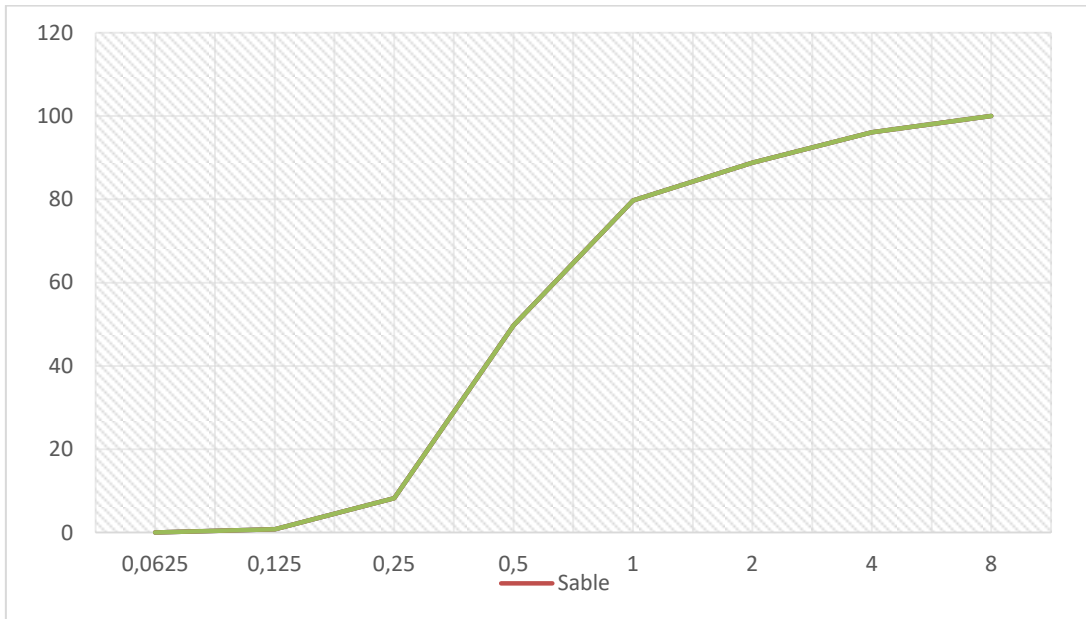
T : Tamisât en%

Rc : Refus cumulés en %

Tableau IV.9 : Analyse granulométrique du sable de Boussaâda

Tamis (mm)	Refus (g)	Refus cumulés		Tamisât (%)
		(g)	(%)	
5	0	0	0	100
2,5	59	59	3,93	96,06
1,25	109,7	168,7	11,24	88,75
0,63	135	303,7	20,24	79,75
0,315	449,9	753,6	50,24	49,76
0,16	622,3	1375,9	91,72	8,27
0,08	112,4	1488,3	99,22	0,78
Fond	11,6	1499,9	99,99	0,01

Tamisât%



Tamis %

Figure IV.3 : la courbe granulométrique du sable de Boussaâda

IV 1.2 .2 . 9 .Module de finesse :

C'est un facteur très important, qui nous permet de juger la grosseur du sable , il est exprime par le rapport de la somme des refus cumulés par les tamis de maille : [0,16-0,315-0,63-1,25-2,5 ET 5(mm)] sur 100 et calculé par la relation suivante :

$$Mf = \frac{\sum Rc}{100} \quad (IV.13) \quad \Rightarrow \quad Mf = 1,59$$

Où :

Rc : Refus cumulé.

Et le refus dont le tamis 0,16 (mm)=

Les normes soviétiques spécifient le Mf des sables comme suit :

- Sable gros $Mf > 2,5$.
- Sable moyen $2 < Mf < 2,5$.
- Sable fin $1,5 < Mf < 2$.
- Sable très fin $1 < Mf < 1,5$.

On se basant sur cette classification, on trouve le résultat suivant :

- Pour le sable de Boussaâda : $1,5 < Mf < 2$ C'est un sable fin

IV1. 3. Gravier :

Dans ce paragraphe, on présente les caractéristiques du gravier utilisé dans notre étude.

IV 1.3 .1. Gravier concassé :

IV1.3 .1. 1. Origine de Gravier :

Le gravier de base utilise dans la confection du béton est obtenu, par concassage de la roche d'une carrière située à **25Km** de Msila, en allant vers **B.B.A** (carrière **COSIDER**).

IV 1.3 .1. 2. Classes granulaires :

La fraction du gravier est :

- Fraction 3 /8

IV 1.3 .2. Résistance à la compression de la roche d'origine :

La roche d'origine, est un calcaire compact de résistance à la compression, égale à 610 g/cm^3

IV 1.3 .3. Caractéristiques physique du gravier utilisé :

IV 1.3 .3.1. Masse volumique apparente :

Mode opératoire :

- Sécher le matériau jusqu'au poids constant.
- Peser le récipient à l'état vide (M).
- Poser le récipient sur une table et à l'aide d'une pelle le remplir de gravier avec un certain excédent que l'on relève au ras de la surface du récipient. La distance séparant le récipient de la pelle doit être au environ de 10 cm.
- Peser de nouveau le récipient plein de gravier. soit M_2 ce poids.

La masse volumique apparente est déterminée par la formule suivante :

ρ (kg/L)

$$\rho \text{ (kg/L)} = \frac{M2 - M1}{V} \quad \text{(IV. 14)}$$

Où :

V : Volume du récipient.

M1 : Le poids du récipient à l'état vide.

M2 : Le poids du récipient plein de gravier.

Tableau IV.10. Masse volumique apparente du Gravier :

Gravier	N° d'essai	M1 (kg)	M2 (kg)	V(L)	ρ (kg/L)	ρ_{moy} (kg/L)
Gravier 3/8	01	2,922	12,640	7	1,388	1,392
	02		12,693		1,395	
	03		12,674		1,393	

IV 1.3 .3.2.Masse volumique absolue :

Mode opératoire :

Le mode opératoire est le même que l'on a utilisé pour la masse volumique absolue de sable

Tableau IV.11 : Masse volumique absolue du gravier.

Gravier	N°d'essai	M (g)	V_e (cm ³)	V_1 (cm ³)	ρ (g /cm ³)	ρ_{moy} (g /cm ³)
Gravier 3/8	01	300	300	410	2,73	2,69
	02			415	2,61	
	03			410	2,73	

IV 1.3 .4.Porosité, Compacité et Indice des vides NF P 18-554 :

Le mode opératoire est semblable celui effectuée pour le sable.

On calcule la porosité selon la formule :

$$P(\%) = \left[1 - \frac{\rho_{app}}{\rho_{abs}} \right] \times 100(\%) \quad \text{(IV. 15)}$$

La Compacité donnée par la formule :

$$C = [\rho_{app} - \rho_{abs}] = 100 - P(\%) \quad (IV.16)$$

L'Indice des vides est donné par la formule suivante :

$$e = \left[\frac{P}{(100 - P)} \right] (\%) \quad (IV.17)$$

Tableau IV.12 : Porosité, Compacité, et indice des vides.

<i>Fraction de gravier</i>	<i>Porosité(%)</i>	<i>Compacité(%)</i>	<i>indice des vides(%)</i>
<i>Gravier 3/8</i>			

IV 1.3 .5.Degré d'absorption d'eau NF P 18-554 :

Tableau II.13 : Degré d'absorption d'eau.

<i>Gravier</i>	<i>N° D'essai</i>	<i>M₁(g)</i>	<i>M₂(g)</i>	<i>A(%)</i>	<i>A_{moy}(%)</i>
<i>Gravier 3/8</i>	<i>01</i>	<i>500</i>	<i>524,40</i>	<i>4,88</i>	<i>5,13</i>
	<i>02</i>		<i>526,20</i>	<i>5,24</i>	
	<i>03</i>		<i>525,40</i>	<i>5,28</i>	

IV 1.3 .6.Analyse granulométrique :

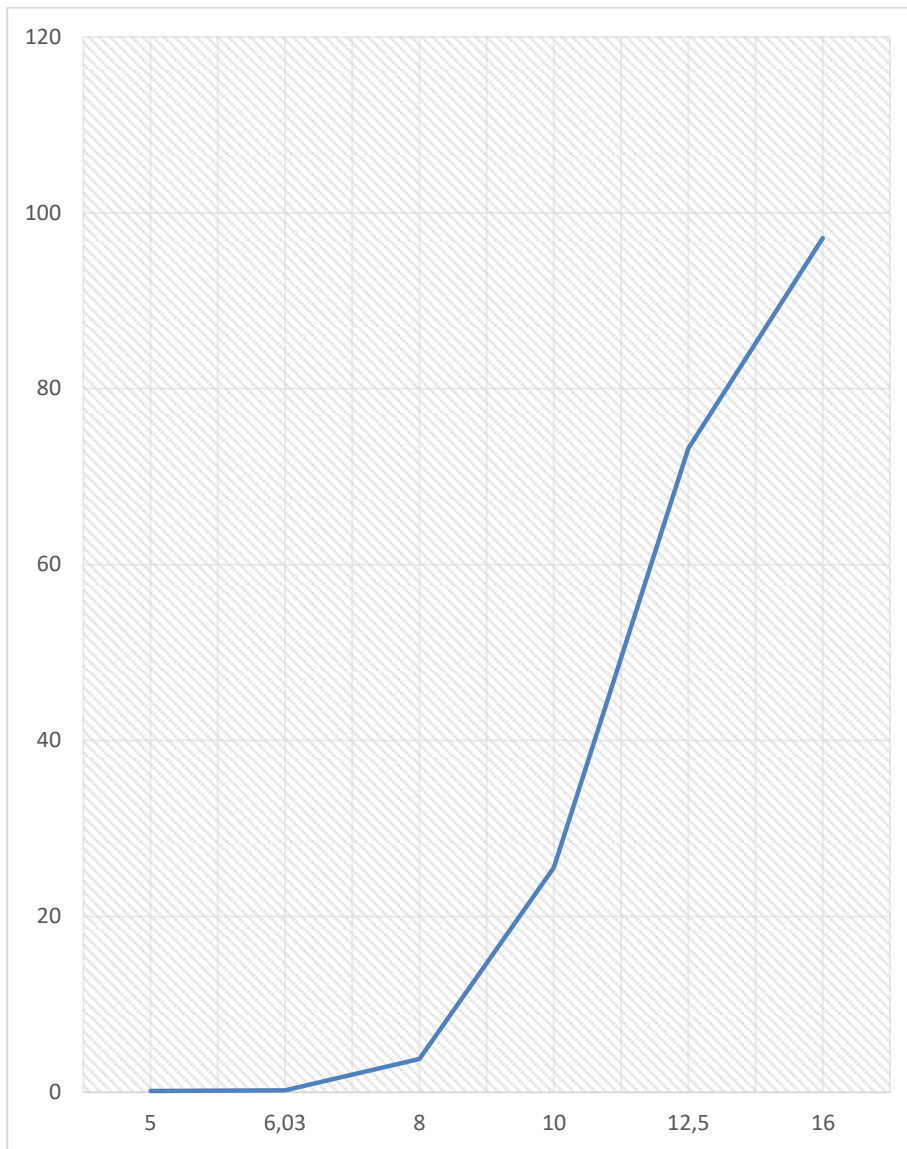
Les résultats obtenus de chaque fraction du gravier, sont regroupés dans les tableaux ci-dessous.

A) – fraction 3/8 (2 kg).

Tableau IV.14 : Analyse granulométrique du gravier concassées 3/8.

<i>Tamis (mm)</i>	<i>Refus partiel (g)</i>	<i>Refus cumulés</i>		<i>Tamisât (%)</i>
		<i>(g)</i>	<i>(%)</i>	
8	32	32	2.13	97.87
6,3	411	443	29.53	70.47
5	420	863	57.53	42.47
4	465	1328	88.53	11.47
3,15	141	1469	97.93	2.07
2,5	25	1494	99.06	0.4
Fond	6	1500	100	0

Tamisat%



Tamis mm

Figure IV. 4: La courbe granulométrique du gravier concassée 3/8

IV 1.3 .7.Teneur en eau :

Tableau IV.15 : Teneur en eau du Gravier.

<i>Gravier</i>	<i>N°d'essai</i>	<i>M_h en (g)</i>	<i>M_s en (g)</i>	<i>W(%)</i>	<i>W_{moy}(%)</i>
<i>Gravier 3/8</i>	<i>01</i>	<i>500</i>	<i>498,7</i>	<i>0,26</i>	<i>0,266</i>
	<i>02</i>		<i>499,0</i>	<i>0,20</i>	
	<i>03</i>		<i>498,3</i>	<i>0,34</i>	

Tableau IV.15 : Teneur en eau du Gravier 3/8.

IV 1.3. 8. Les caractéristiques mécaniques des graviers utilisés :

Ce sont des essais importants pour les granulats routiers. En effet, le passage de véhicules conduit à émousser, à polir progressivement les granulats et ainsi à diminuer l'adhérence des pneumatiques sur la chaussée.

Ces caractéristiques permettent également d'estimer la qualité des granulats utilisés dans la confection de bétons.

IV .3 . 8.1. Essai de résistance au choc (Essai Los Angeles) NF P 18-573 :

<i>Fraction de gravier</i>	<i>Nombre de boules</i>	<i>M(Kg)</i>	<i>m(Kg)</i>	<i>Coef LA%</i>
<i>Gravier 3 /8</i>	<i>7</i>	<i>5</i>	<i>1,050</i>	<i>21%</i>

Tableau IV.16 : Essai de résistance au choc du gravier concassées 3/8.

Classification : *Un tableau de classification a été déjà trace. Il permet de classer les roches en fonction du coefficient de Los Angeles.*

<i>Coefficient LA</i>	<i>Nature de la roche</i>
<i><20</i>	<i>Très dure</i>
<i>20 à 25</i>	<i>Dure</i>
<i>25à 30</i>	<i>Assez dure</i>
<i>30à 40</i>	<i>Mis dure</i>
<i>40à 50</i>	<i>Tendre</i>
<i>>50</i>	<i>Très tendre</i>

Tableau IV.17 : Classification des roches en fonction du coefficient LA

Commentaire :

- Le gravier (3/8) : *Est un gravier dure (LA=21%) / (LA entre 20 à 25).*

IV.4 L'eau

L'eau utilisée pour le gâchage des bétons est l'eau du robinet de la ville de Msila, conformément à la norme NF P 18-303 et NF EN 1008 (IDC P 18-211) d'un PH de 8,5.

IV.5 Le Plastifiant

*Pour les bétons a E/C 0.5, on a utilisé un plastifiant pour améliorer l'ouvrabilité du mélange utilisé est le **TEK-SUPERFLOW 2000** commercialisé par le groupe des entreprise granitex, c'est un adjuvant à faible quantité de chlorures. Sa teneur en chlorure inférieure à 0,1 %, sa densité est de 1.2, son pH est de 10.5 (conformément à la norme NF EN 934-2)*

IV.6 Le ciment

Les ciments retenus pour la composition des bétons sont [11]

- Un ciment CPJ-CEM II /B 32.5 N dit **Chamil** de LAFARGE
- Un ciment CPJ-CEM II /A42.5 N dit **CRS** de AIN ELKEBIRA

IV.7 PREPARATION DES CORPS D'EPREUVE

Les procédures de fabrication et de conservation des échantillons jouent un rôle important dans la constitution du réseau poreux ainsi que sur l'état de surface des échantillons. Les procédures utilisées doivent permettre la reproductibilité des caractéristiques physicochimiques des échantillons. Les procédures de fabrication et le dosage des bétons on est choisies comme dosage de béton de chantier pour avoir un aperçu plus proche de ce qui ce passe réellement sur terrain et la conservation des éprouvettes est basées sur la norme EN est sont présentés dans ce qui suit.

IV.7.1 Composition et mise en œuvre

Les bétons ordinaires avec un rapport $E/C = 0,5$ et $E/C = 0,8$ ont été confectionné selon les dosages utiliser généralement sur chantier. Le détail de chacune des compositions est reporté dans le tableau

Ces bétons à matériaux locaux sont présentés dans le paragraphe suivant : ^[12]

- * 1 Béton 250 avec Un ciment CPJ-CEM II /B 32.5 N $E/C 0.5$;
- * 2 Béton 250 avec Un ciment CPJ-CEM II /B 32.5 N $E/C 0.8$;
- * 3 Béton 400 avec Un ciment CPJ-CEM II /B 32.5 N $E/C 0.5$;
- * 4 Béton 400 avec Un ciment CPJ-CEM II /B 32.5 N $E/C 0.8$;
- * 5 Béton 250 avec Un ciment CPJ-CEM II /A42.5 N dit CRS $E/C 0.5$;
- * 6 Béton 250 avec Un ciment CPJ-CEM II /A42.5 N dit CRS $E/C 0.8$;
- * 7 Béton 400 avec Un ciment CPJ-CEM II /A42.5 N dit CRS $E/C 0.5$;
- * 8 Béton 400 avec Un ciment CPJ-CEM II /A42.5 N dit CRS $E/C 0.8$.

IV.7.2 Confection des éprouvettes

Les constituants du béton ont été introduits dans le malaxeur par ordre décroissant de granulométrie et ont été mélangés à sec pendant 30 secondes. L'eau (pour les beton 1.3.5.7 l'eau sera introduite avec le plastifiant 0.2 %) a été ensuite introduite pendant 1 minute et le malaxage poursuivi durant 3 minutes. La mise en place du béton a été réalisée conformément aux normes françaises NFP 18-404 (« Bétons - Essai d'étude, de convenance et de contrôle - Confection et conservation des corps d'épreuve »). La mise en table vibrante

Quatre éprouvettes ont été confectionnées pour chaque composition béton. Pour les essais de diffusion Les moules sont des moules cylindriques en PVC et métalliques de dimensions 100 x 200mm. ^[7]

IV.7.3 Cure appliquée

*a**Toutes les éprouvettes de béton utilisées dans cette campagne expérimentale ont suivi la même cure et le même conditionnement conformément à la **norme NFP 18-404** et aux recommandations de **l'AFPC-AFREM (1997)**.

Après coulage, les éprouvettes ont été démoulées à **24 heures**, puis plongées dans l'eau à **20 °C** pendant **28 jours**. Ce type de conservation est le plus favorable vis-à-vis du processus d'hydratation du ciment. ^[7]



Figure IV. 5: Même cure plongées dans l'eau à 20 °C pendant 28 jours

Découpe des éprouvettes par sciage :

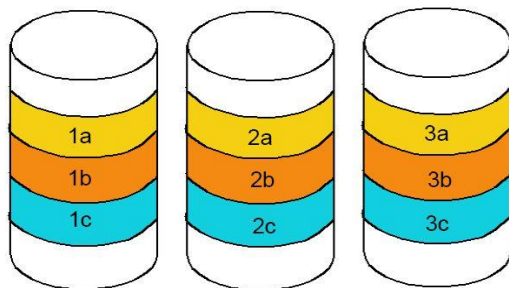


Figure IV-6 : Découpage par sciage ^[8]



Figure IV-7 : Cure agressive 0.5% de H_2SO_4 et $(NH_4)_2SO_4$

*b** les éprouvettes de béton utilisées dans cette étude expérimentale ont suivi après

les 28 jours 02 cures comme suit :

1- 08 Eprouvettes témoins qui non subit que la cure de 28 jours à l'eau

2- 08 Eprouvettes qui on subit une cure agressive dans une solution de 5% de $(NH_4)_2SO_4$

3- 08 Eprouvettes qui on subit une cure agressive dans une solution de 5% de H_2SO_4

IV.8. Expériences de migration sous champs électrique des ions chlorures et mesures de la résistivité électrique

Les indicateurs de durabilité et en particulier le coefficient de diffusion sont aujourd'hui des paramètres indispensables dans l'évaluation des durées de vie des ouvrages en béton arme.

Dans les conditions naturelles, la diffusion des ions chlorures est lente.

Cela peut prendre des mois pour obtenir les $D_{app,Cl}$. Pour remédier à ce problème, des méthodes en conditions accélérées sont couramment utilisées. Un champ électrique est appliqué à une cellule contenant de part et d'autre du matériau une solution de contact (Figure IV-9). Les expériences de migration non-stationnaire (ou stationnaire) permettent l'obtention du coefficient de diffusion apparent (ou effectif). Au cours de cette expérience, la résistivité du matériau peut également être mesurée.

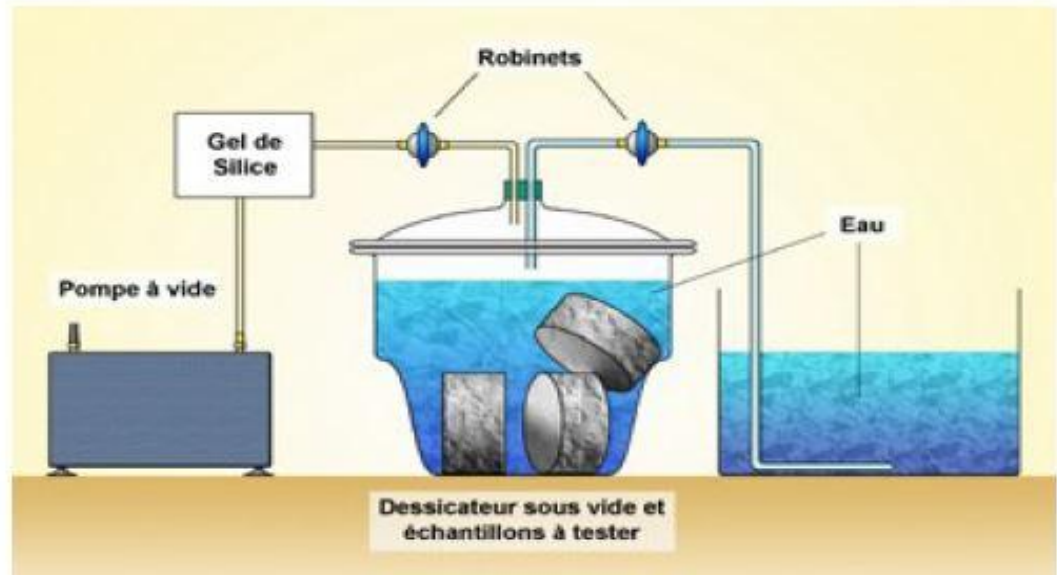
Les ions sont donc forcés de traverser l'échantillon au moyen d'un champ électrique. Cette expérience de migration présente l'avantage d'être rapide par rapport à la diffusion (quelques heures au lieu de quelques mois).

L'expérience menée pour la première fois à l'université Mohamed Boudiaf à Msila a l'aide de ce nouvel appareil qui est l'appareil de mesure de pénétration des ions de chlorures dans le béton (Figure IV-8), une expérimentation non onéreuse mais pénible à la fois, car elle demande beaucoup de patience et de la curiosité de savoir elle

nécessite beaucoup plus de grandes précautions vu les matière dangereuses à manipuler en outre le NAOH ainsi que les acide, et que chaque essai doit être préparé la veille sans aucune fuite, pour être brancher le lendemain durant six heures.

Préparation des corps d'épreuve

Saturation sous vide pendant 72 h



Préparation des corps d'éprouvettes ^[8]



Figure IV-8 : Appareil de mesure de pénétration des ions de chlorures dans le béton



Figure IV-9 : Amant et aval de mesure de pénétration des ions de chlorures dans le béton



Figure IV-11: Détérioration du béton a l'œil nu

IV.9. LA MÉTHODE DES PLANS D'EXPÉRIENCES

Cette, méthode nous aide à faire des expériences mieux organiser surtout à ne faire que les bonnes expériences, c'est-à-dire celles qui vont nous apporter la meilleure information expérimentale que nous puissions espérerait que nous en tiriez le maximum de renseignements.

Nous prendrons nos décisions en connaissance de cause et nous trouverons des solutions à nos problèmes. [3]

IV.9. 1.Méthodologie des plans sans contrainte

Le choix du nombre et de l'emplacement des points d'expériences est le problème fondamental des plans d'expériences. On cherche à réaliser le minimum d'expériences tout en réduisant l'influence de l'erreur expérimentale sur les modélisations mathématiques qui serviront à prendre des décisions. On atteint ce but en considérant les propriétés mathématiques et statistiques qui relient la réponse aux facteurs. Lorsqu'il n'y a pas de contraintes sur le domaine d'étude, il existe des plans classiques qui possèdent d'excellentes qualités statistiques et qui permettent de modéliser les réponses dans les meilleures conditions. Lorsqu'il existe des contraintes, il faut construire des plans sur mesure en recherchant la position des points expérimentaux qui conduisent, là aussi, à de bonnes qualités statistiques et à une bonne modélisation des réponses. ^[3]

IV.9. 2.Définition des niveaux des facteurs

Il s'agit de choisir les niveaux haut et bas de chaque facteur voir tableau.

**E/C : niveaux -1= 0.5 ; niveaux +1 =0.8 ;*

**Dosage : niveaux -1=250 ; niveaux +1 = 400 ;*

** Type de ciment : niveaux -1= Chamil ; niveaux +1 = CRS ;*

**cure niveaux : -1= acide ; niveaux +1 = eau.*

Avec une cure de 28 jours dans l'eau pour toutes les éprouvettes puis avec une cure de 20 jours dans un acide de 0.5% de H_2SO_4 et une cure de 20 jours dans un acide de 0.5% de $(NH_4)_2SO_4$

**C9 : sont les résultats de la diffusivité obtenues par l'appareil de mesure de pénétration des ions de chlorures dans le béton après la cure de H_2SO_4 et de la cure a l'eau*

**C10 : sont les résultats de la diffusivité obtenues par l'appareil de mesure de pénétration des ions de chlorures dans le béton après la cure de $(NH_4)_2SO_4$ et de la cure a l'eau*

↓	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9 <input checked="" type="checkbox"/>	C10 <input checked="" type="checkbox"/>
	OrdEssai	PtCentr	Blocs	E/C	Dosage	Type Cim	Cure		
1	1	1	1	-1	-1	-1	-1	6926	5288
2	2	1	1	1	-1	-1	-1	9555	8369
3	3	1	1	-1	1	-1	-1	3377	3585
4	4	1	1	1	1	-1	-1	6127	4505
5	5	1	1	-1	-1	1	-1	5697	3696
6	6	1	1	1	-1	1	-1	7143	7729
7	7	1	1	-1	1	1	-1	2804	3370
8	8	1	1	1	1	1	-1	5318	4238
9	9	1	1	-1	-1	-1	1	4164	4164
10	10	1	1	1	-1	-1	1	5354	5354
11	11	1	1	-1	1	-1	1	2252	2252
12	12	1	1	1	1	-1	1	3690	3690
13	13	1	1	-1	-1	1	1	670	670
14	14	1	1	1	-1	1	1	3576	3576
15	15	1	1	-1	1	1	1	135	135
16	16	1	1	1	1	1	1	1748	1748

Tableau IV.18 : Plans d'expériences ^[3]

CHAPITRE V

RESULTATS ET DISCUSSIONS

CHAPITRE V : RESULTATS ET DISCUSSIONS ^[3]

V.1. PLAN D'EXPERIENCES PAR MINITAB

13/05/2018 09:57:01

Bienvenue dans Minitab, appuyez sur F1 pour obtenir de l'aide.

Plan factoriel complet

Facteurs : 4 Plan de base : 4; 16
 Essais : 16 Répliques : 1
 Blocs : 1 Points centraux (total) : 0

Tous les termes sont indépendants des alias.

Régression factorielle : C9 en fonction de A; B; C; D

Analyse de variance

Source	DL	SomCar ajust	CM ajust	Valeur F	Valeur de p
Modèle	15	95261822	6350788	*	*
Linéaire	4	89488227	22372057	*	*
A	1	16986762	16986762	*	*
B	1	19434872	19434872	*	*
C	1	12877332	12877332	*	*
D	1	40189260	40189260	*	*
Interactions à 2 facteur(s)	6	4299598	716600	*	*
A*B	1	1296	1296	*	*
A*C	1	13924	13924	*	*
A*D	1	300304	300304	*	*
B*C	1	753424	753424	*	*
B*D	1	2070721	2070721	*	*
C*D	1	1159929	1159929	*	*
Interactions à 3 facteur(s)	4	1087113	271778	*	*
A*B*C	1	22052	22052	*	*
A*B*D	1	311922	311922	*	*
A*C*D	1	684756	684756	*	*
B*C*D	1	68382	68382	*	*
Interactions à 4 facteur(s)	1	386884	386884	*	*
A*B*C*D	1	386884	386884	*	*
Erreur	0	*	*		
Total	15	95261822			

Récapitulatif du modèle

	R carré	R carré
S	R carré (ajust)	R carré (prév)
*	100,00%	* *

Coefficients codés

Terme	Effet	Coef	Coef ErT	Valeur de T	Valeur de p	FIV
Constante		4284	*	*	*	
A	2061	1030	*	*	*	1,00
B	-2204	-1102	*	*	*	1,00
C	-1794,3	-897,1	*	*	*	1,00
D	-3170	-1585	*	*	*	1,00
A*B	18,000	9,000	*	*	*	1,00
A*C	59,00	29,50	*	*	*	1,00
A*D	-274,0	-137,0	*	*	*	1,00
B*C	434,0	217,0	*	*	*	1,00
B*D	719,5	359,8	*	*	*	1,00
C*D	-538,5	-269,3	*	*	*	1,00
A*B*C	-74,25	-37,12	*	*	*	1,00
A*B*D	-279,2	-139,6	*	*	*	1,00
A*C*D	413,7	206,9	*	*	*	1,00
B*C*D	-130,75	-65,38	*	*	*	1,00
A*B*C*D	-311,0	-155,5	*	*	*	1,00

Equation de régression en unités non codées

$$C9 = 4284 + 1030 A - 1102 B - 897,1 C - 1585 D + 9,000 A*B + 29,50 A*C - 137,0 A*D + 217,0 B*C + 359,8 B*D - 269,3 C*D - 37,12 A*B*C - 139,6 A*B*D + 206,9 A*C*D - 65,38 B*C*D - 155,5 A*B*C*D$$

Structure des alias

Facteur	Nom
A	A
B	B
C	C
D	D

Alias

- I
- A
- B
- C
- D
- AB
- AC
- AD
- BC
- BD
- CD
- ABC
- ABD
- ACD
- BCD
- ABCD

Diagramme de Pareto des effets pour C9

Régression factorielle : C9 en fonction de E/C; Dosage; Type Cim; Cure

Analyse de variance

Source	DL	SomCar ajust	CM ajust	Valeur F	Valeur de p
Modèle	15	95261822	6350788	*	*
Linéaire	4	89488227	22372057	*	*
E/C	1	16986762	16986762	*	*
Dosage	1	19434872	19434872	*	*
Type Cim	1	12877332	12877332	*	*
Cure	1	40189260	40189260	*	*
Interactions à 2 facteur(s)	6	4299598	716600	*	*
E/C*Dosage	1	1296	1296	*	*
E/C*Type Cim	1	13924	13924	*	*
E/C*Cure	1	300304	300304	*	*
Dosage*Type Cim	1	753424	753424	*	*
Dosage*Cure	1	2070721	2070721	*	*
Type Cim*Cure	1	1159929	1159929	*	*
Interactions à 3 facteur(s)	4	1087113	271778	*	*
E/C*Dosage*Type Cim	1	22052	22052	*	*
E/C*Dosage*Cure	1	311922	311922	*	*
E/C*Type Cim*Cure	1	684756	684756	*	*
Dosage*Type Cim*Cure	1	68382	68382	*	*
Interactions à 4 facteur(s)	1	386884	386884	*	*
E/C*Dosage*Type Cim*Cure	1	386884	386884	*	*
Erreur	0	*	*		
Total	15	95261822			

Récapitulatif du modèle

S	R carré	R carré (ajust)	R carré (prév)
*	100,00%	*	*

Coefficients codés

Terme	Effet	Coef	ErT	Valeur de T	Valeur de p	FIV
Constante		4284	*	*	*	
E/C	2061	1030	*	*	*	1,00
Dosage	-2204	-1102	*	*	*	1,00
Type Cim	-1794,3	-897,1	*	*	*	1,00
Cure	-3170	-1585	*	*	*	1,00
E/C*Dosage	18,000	9,000	*	*	*	1,00
E/C*Type Cim	59,00	29,50	*	*	*	1,00
E/C*Cure	-274,0	-137,0	*	*	*	1,00
Dosage*Type Cim	434,0	217,0	*	*	*	1,00
Dosage*Cure	719,5	359,8	*	*	*	1,00
Type Cim*Cure	-538,5	-269,3	*	*	*	1,00
E/C*Dosage*Type Cim	-74,25	-37,12	*	*	*	1,00
E/C*Dosage*Cure	-279,2	-139,6	*	*	*	1,00
E/C*Type Cim*Cure	413,7	206,9	*	*	*	1,00
Dosage*Type Cim*Cure	-130,75	-65,38	*	*	*	1,00
E/C*Dosage*Type Cim*Cure	-311,0	-155,5	*	*	*	1,00

Equation de régression en unités non codées

$$\begin{aligned}
 C9 = & 4284 + 1030 \text{ E/C} - 1102 \text{ Dosage} - 897,1 \text{ Type Cim} - 1585 \text{ Cure} + 9,000 \text{ E/C*Dosage} \\
 & + 29,50 \text{ E/C*Type Cim} - 137,0 \text{ E/C*Cure} + 217,0 \text{ Dosage*Type Cim} \\
 & + 359,8 \text{ Dosage*Cure} \\
 & - 269,3 \text{ Type Cim*Cure} - 37,12 \text{ E/C*Dosage*Type Cim} - 139,6 \text{ E/C*Dosage*Cure} \\
 & + 206,9 \text{ E/C*Type Cim*Cure} - 65,38 \text{ Dosage*Type Cim*Cure} - \\
 & 155,5 \text{ E/C*Dosage*Type Cim*Cure}
 \end{aligned}$$

Structure des alias

Facteur Nom

A E/C
 B Dosage
 C Type Cim
 D Cure

Alias

I
 A
 B
 C
 D
 AB
 AC
 AD
 BC
 BD
 CD
 ABC
 ABD
 ACD
 BCD
 ABCD

Diagramme de Pareto des effets pour C9

Graphique des effets principaux pour C9

Diagramme des interactions pour C9

Régression factorielle : C10 en fonction de E/C; Dosage; Type Cim; Cure

Analyse de variance

Source	DL	SomCar ajust	CM ajust	Valeur F	Valeur de p
Modèle	15	71749717	4783314	*	*
Linéaire	4	62858827	15714707	*	*
E/C	1	16098150	16098150	*	*
Dosage	1	14674646	14674646	*	*
Type Cim	1	9067627	9067627	*	*

Cure	1	23018405	23018405	*	*
Interactions à 2 facteur(s)	6	7243214	1207202	*	*
E/C*Dosage	1	2536853	2536853	*	*
E/C*Type Cim	1	486855	486855	*	*
E/C*Cure	1	192502	192502	*	*
Dosage*Type Cim	1	548711	548711	*	*
Dosage*Cure	1	741752	741752	*	*
Type Cim*Cure	1	2736543	2736543	*	*
Interactions à 3 facteur(s)	4	1629652	407413	*	*
E/C*Dosage*Type Cim	1	404814	404814	*	*
E/C*Dosage*Cure	1	1145435	1145435	*	*
E/C*Type Cim*Cure	1	61380	61380	*	*
Dosage*Type Cim*Cure	1	18023	18023	*	*
Interactions à 4 facteur(s)	1	18023	18023	*	*
E/C*Dosage*Type Cim*Cure	1	18023	18023	*	*
Erreur	0	*	*		
Total	15	71749717			

Récapitulatif du modèle

	R carré	R carré
S	R carré (ajust)	R carré (prév)
*	100,00%	*

Coefficients codés

Terme	Effet	Coef	Coef ErT	Valeur de T	Valeur de p	FIV
Constante		3898	*	*	*	
E/C	2006	1003	*	*	*	1,00
Dosage	-1915,4	-957,7	*	*	*	1,00
Type Cim	-1505,6	-752,8	*	*	*	1,00
Cure	-2399	-1199	*	*	*	1,00
E/C*Dosage	-796,4	-398,2	*	*	*	1,00
E/C*Type Cim	348,9	174,4	*	*	*	1,00
E/C*Cure	-219,4	-109,7	*	*	*	1,00
Dosage*Type Cim	370,4	185,2	*	*	*	1,00
Dosage*Cure	430,6	215,3	*	*	*	1,00
Type Cim*Cure	-827,1	-413,6	*	*	*	1,00
E/C*Dosage*Type Cim	-318,1	-159,1	*	*	*	1,00
E/C*Dosage*Cure	535,1	267,6	*	*	*	1,00
E/C*Type Cim*Cure	123,87	61,94	*	*	*	1,00
Dosage*Type Cim*Cure	-67,13	-33,56	*	*	*	1,00
E/C*Dosage*Type Cim*Cure	-67,13	-33,56	*	*	*	1,00

Equation de régression en unités non codées

$$\begin{aligned}
 C10 = & 3898 + 1003 \text{ E/C} - 957,7 \text{ Dosage} - 752,8 \text{ Type Cim} - 1199 \text{ Cure} - \\
 & 398,2 \text{ E/C*Dosage} \\
 & + 174,4 \text{ E/C*Type Cim} - 109,7 \text{ E/C*Cure} + 185,2 \text{ Dosage*Type Cim} \\
 & + 215,3 \text{ Dosage*Cure} \\
 & - 413,6 \text{ Type Cim*Cure} - 159,1 \text{ E/C*Dosage*Type Cim} + 267,6 \text{ E/C*Dosage*Cure} \\
 & + 61,94 \text{ E/C*Type Cim*Cure} - 33,56 \text{ Dosage*Type Cim*Cure} - \\
 & 33,56 \text{ E/C*Dosage*Type Cim*Cure}
 \end{aligned}$$

Structure des alias

Facteur Nom

A E/C
B Dosage
C Type Cim
D Cure

Alias

I
A
B
C
D
AB
AC
AD
BC
BD
CD
ABC
ABD
ACD
BCD
ABCD

Diagramme de Pareto des effets pour C10

Graphique des effets principaux pour C9

Diagramme des interactions pour C9

———— 14/05/2018 15:29:37 —————

Bienvenue dans Minitab, appuyez sur F1 pour obtenir de l'aide.
Récupération du projet du fichier 'C:\Users\user\Desktop\sara
resultats.MPJ'

———— 15/05/2018 16:04:39 —————

Welcome to Minitab, press F1 for help.
Retrieving project from file: 'H:\sara resultats.MPJ'

Results for: Feuille de travail 1

Time Series Plot of C10

Main Effects Plot for C10

Interaction Plot for C10

16/05/2018 14:53:45

Welcome to Minitab, press F1 for help.
Retrieving project from file: 'C:\Users\BOUSSADA\Desktop\sara resultats
c10.MPJ'

On utilise les équations de régression en unités non codées pour avoir la réponse pour n'importe quelle composition de béton voulu. ^[3]

V.2. Interprétations des résultats des diagrammes :

V.2. 1.Résultats du Diagramme de pareto des effets C9 :

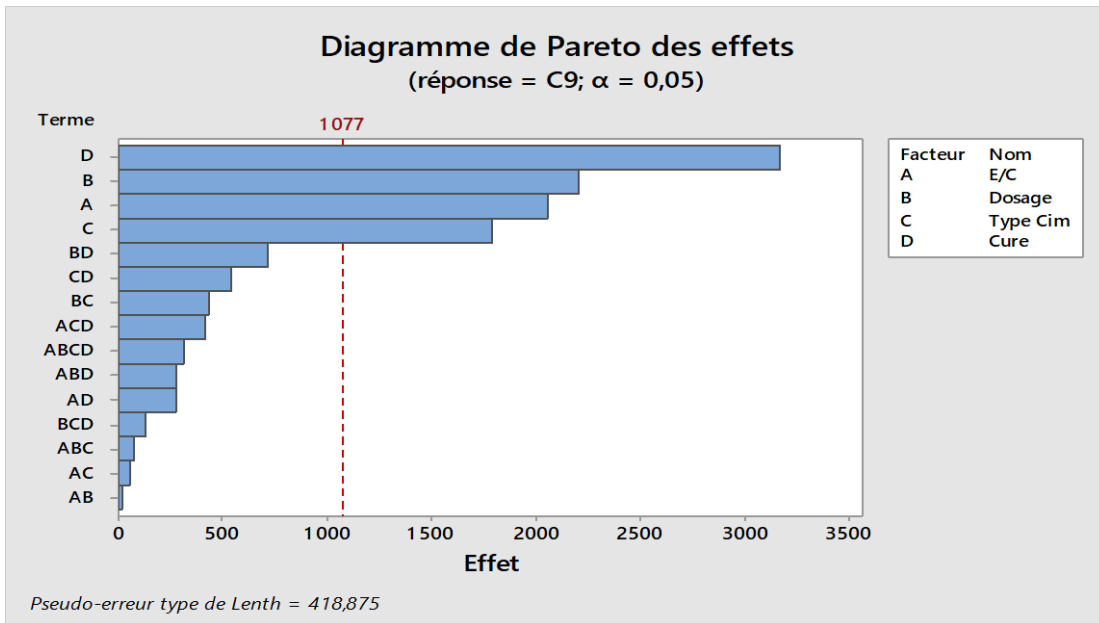


Figure V-1: Résultats du Diagramme de pareto des effets C9

La question qui se pose qu’elles sont les paramètres les plus influents ?

- Vue que la droite en rouge passe par les quatre facteurs ça implique que tous les facteurs sont influents et le facteur D (la cure) est le plus influant vient, après c’est le facteur B (le dosage) ainsi de suite.

V.2. 2.Résultats des effets principaux pour C9 :

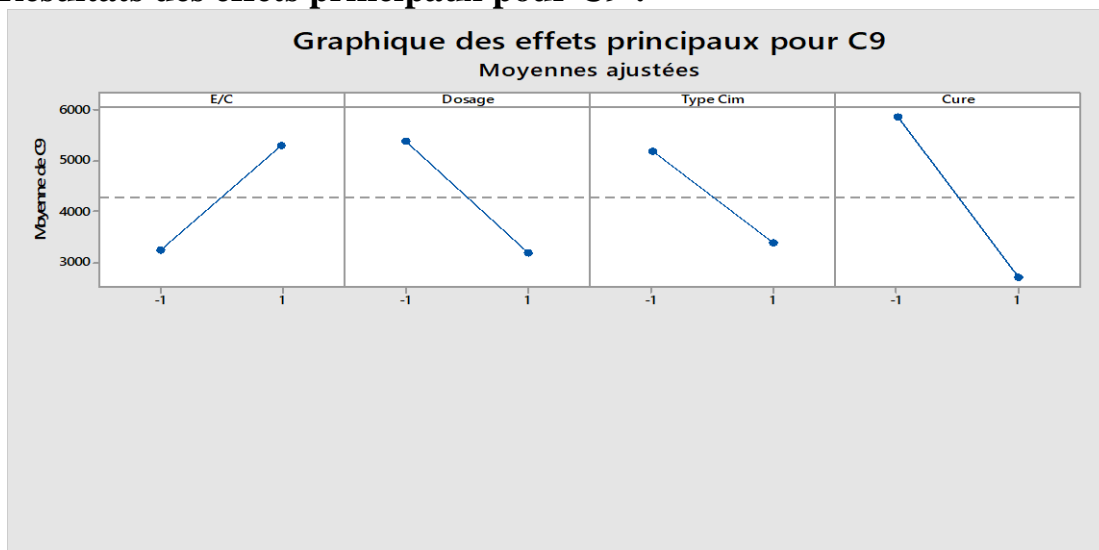


Figure V-2: Résultats des effets principaux pour C9

Les résultats montrent que la diffusivité est influée par chaque paramètre à lui seul comme suit :

- *Elle diminue Lorsque le rapport eau/ciment (E/C) diminue ↔ un béton moins Perméable. 😊😊
- *Elle diminue lorsque le dosage de ciment augmente ↔ un béton moins Perméable. 😊😊
- * Elle diminue en utilisant le ciment CRS au lieu du ciment Chamil.
- *Elle diminue fortement en utilisant une cure dans l'eau que celle dans le milieu agressif de l'acide. 😊😊

V.2. 3. Diagramme des interaction pour C9

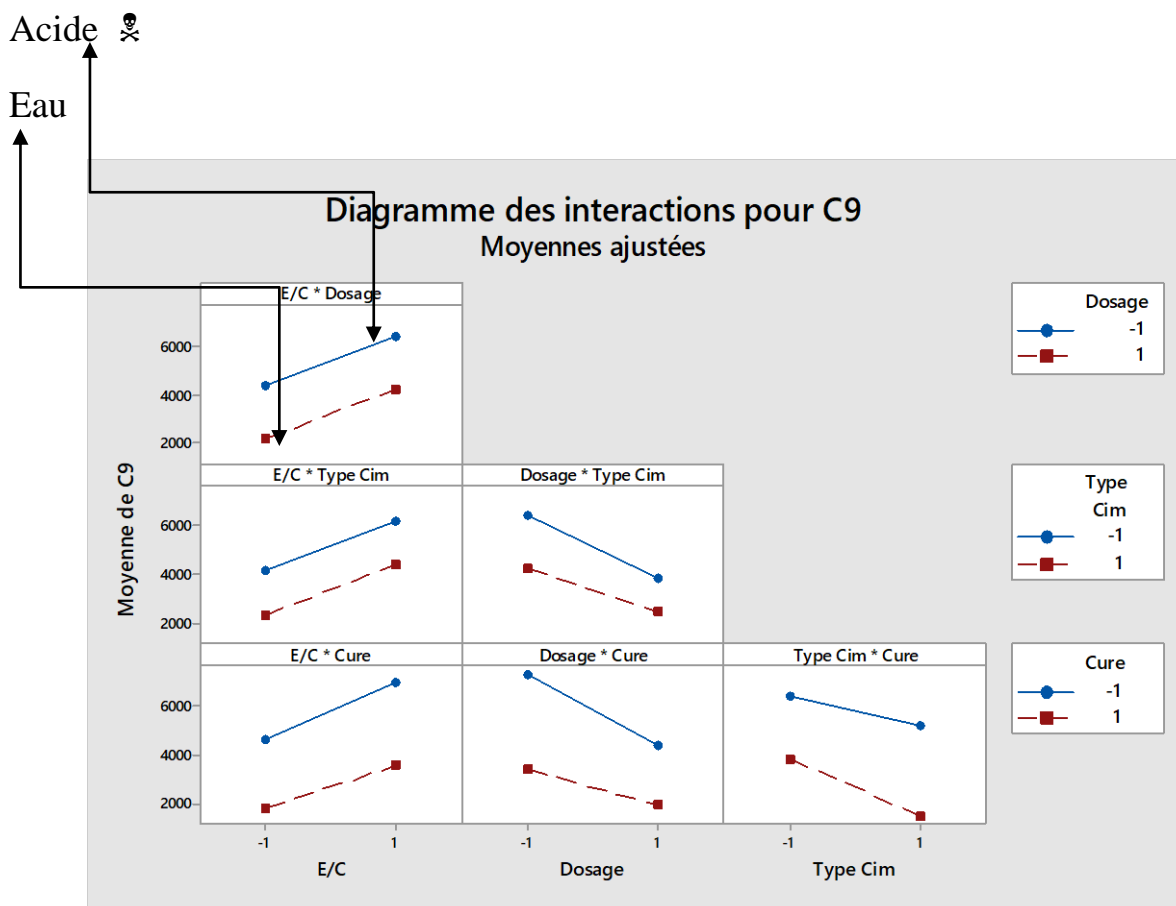


Figure V-3: Diagramme de l'interaction pour C9

Les résultats montrent que la diffusivité est influée par l'interaction des paramètres deux à deux :

Dans les trois courbes on constate que la cure dans un milieu agressif (acide) détériore considérablement le béton par rapport à la cure dans l'eau, ceci est expliqué par l'augmentation de la diffusivité. La cause → **Un béton très Perméable** ☠☠☠☹☹☹
 Ces trois courbes montrent aussi que :

La protection du béton est efficace lorsque le mode de cure est l'eau pure → ☺☺

- on peut protéger légèrement le béton (50%) en diminuant le rapport E/C
- ou en augmentant le dosage du ciment
- ou en utilisant le ciment CRS.

Le béton qui a subi une cure dans l'acide(H2SO4) n'a pas été protégé dans tous les cas d'interaction des facteurs. ☠☠☠☹☹☹

V.2. 4.Résultats du Diagramme de pareto des effets C10 :

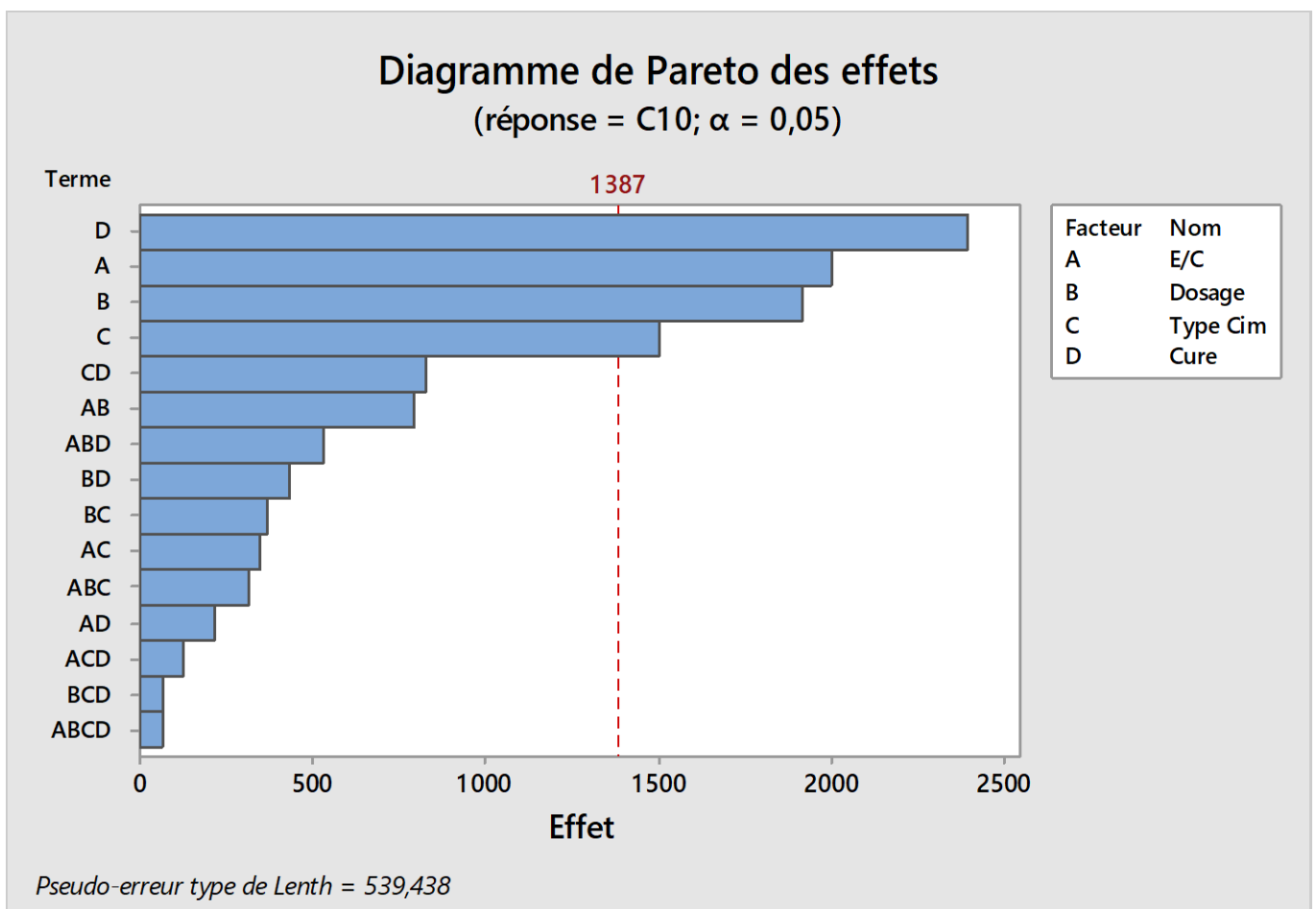


Figure V-4: Résultats du Diagramme de pareto des effets C10

Qu'elles sont les paramètres les plus influents ?

- Vue que la droite en rouge passe par les quatre facteurs ça implique que tous les facteurs sont influents et que le facteur D (la cure) est le plus influant vient après le facteur A (E/C) ainsi de suite.

V.2. 5. Résultats des effets principaux pour C10 :

Figure V-5: Résultats des effets principaux pour C10

Les résultats montrent que la diffusivité est influée par chaque paramètre à lui seule comme suit :

Elle diminue en diminuant le rapport E/C.

Elle diminue en augmentant le dosage de ciment.

Elle diminue en utilisant le ciment CRS au lieu du ciment Chamil.

Elle diminue en utilisant une cure dans l'eau que celle dans le milieu agressif de l'acide.

➔ **Un béton moins Perméable. 😊 😊**

V.2. 6. Diagramme des interactions pour C 10

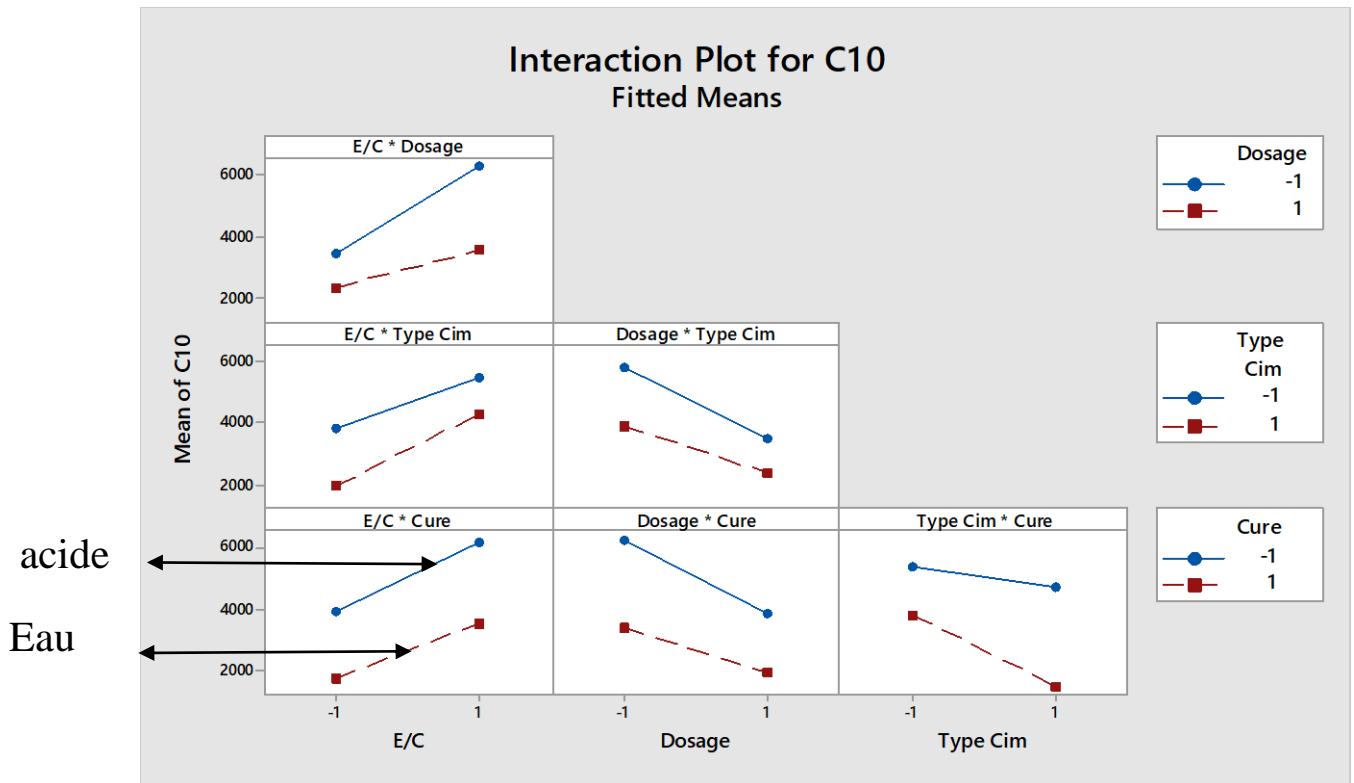


Figure V-6: Diagramme de l'interaction pour C10

Les résultats montrent que la diffusivité est influée par interaction des paramètres Dans les trois courbes du bas le danger vient de la cure dans l'acide → détérioration du béton par rapport à la cure dans l'eau par l'augmentation de la diffusivité par une augmentation de la Perméabilité. → ☹️

La protection du béton n'est valable que pour la cure dans l'eau : → 😊

- en diminuant le rapport E/C
- en augmentant le dosage du ciment → un béton moins Perméable. → 😊
- en utilisant le ciment CRS.

Le béton qui a subi une cure dans l'acide (NH₄)₂SO₄ n'a été protégé que dans le cas d'interaction des facteurs comme suit protection à 50%. → 😊

- en diminuant le rapport E/C
- en augmentant le dosage du ciment
- en utilisant le ciment CRS (étant bien un ciment qui protège contre les sulfates ce ciment ne protège pas le béton contre l'attaque acide).

Comme le montre les diagrammes on a réussi à avoir une diffusivité allant à moins de 4000 mais le béton n'a pas protégé à 100 % ayant subi une attaque acide engendrant une certaine perméabilité.

V.3. Investigation complémentaire envisagée :

Partant de l'idée que toute approche sera entachée d'incertitude quant à la conclusion dont on tire si elle n'est pas appuyée par d'autres arguments différents de ceux qui ont milité en sa faveur.

Vaut ce qu'elle vaut notre approche devra être complétée par une investigation complémentaire, qui doit mettre l'accent sur les phénomènes d'endommagement et de la protection du béton.

C'est ce qui nous est venu à l'esprit. C'est de faire des observations sur l'étude de détermination des isothermes d'interactions pour mettre en évidence l'adsorption de chlorure sur la matrice cimentaire (chlorures fixes et les chlorures libres), ce qui va nous expliquer en partie les échanges ioniques et les réactions chimiques telles que celles qui conduisent à la formation de sel de Friedel.

Nous espérons que ces phénomènes seront pris en charge par d'autres recherches.

Par l'étude de détermination des isothermes d'interactions qui vont peut-être mettre en évidence une adsorption de chlorure sur la matrice cimentaire (chlorures fixes et les chlorures libres), ce qui expliquera en partie les échanges ioniques et les réactions chimiques telles que celles qui conduisent à la formation de sel de Friedel

Enfin, l'étude qui sera menée sur d'autres différents bétons va contribuer à une meilleure compréhension du comportement du béton dans les milieux agressifs.

·
·



CONCLUSION GENERALE

Dans le cadre de ce travail qui nous a été proposé, nous avons abordé la problématique de l'élaboration et caractérisation de durabilité des bétons par l'étude des propriétés de diffusion des chlorures dans le cas d'environnement chimique agressif. Le constat de ces effets certains ne sont pas venu à l'esprit comme ça d'une manière opportuniste, mais il est dicté par des convictions basées sur une expérience en matière de pathologie dans le domaine de la construction.

Cela étant, et pour aborder ce sujet, notre travail a consisté en premier lieu, à s'infiltrer dans la littérature de terminologie relative aux différents types de ciments, les caractéristiques des bétons, perméabilité, diffusivité, conductivité ; de leurs microstructures ; porosité et compacité etc., ainsi qu'aux réactions chimiques dans les milieux agressifs sulfatiques, l'aspect physico-chimique et l'influence des chlorures sur la durabilité des bétons, la structure interne du béton les essais de migration et de diffusion. Durant les trois mois de ce travail j'ai appris surtout une méthodologie et une procédure expérimentale pour contrôler un béton soumis à une agression chimique et aussi apprendre à contrôler l'efficacité de tout type de ciment vis-à-vis de la protection du béton contre ces agressions ce qui me donne la possibilité d'ouvrir un laboratoire de contrôle. On a abordé la caractérisation de durabilité des bétons par l'étude des propriétés de diffusion des chlorures dans le cas d'environnement chimique agressif cas de deux acides $(\text{NH}_4)_2\text{SO}_4$ et (H_2SO_4) à 5%.

Puis on a mis en évidence l'effet de l'endommagement du béton au moyen d'une expérimentation menée pour la première fois au laboratoire de Développement des Géomatériaux à l'université Mohamed Boudiaf à M'sila à l'aide de ce nouvel instrument qui est l'appareil de mesure de pénétration des ions de chlorures dans le béton, une expérimentation non onéreuse mais pénible à la fois, car elle demande beaucoup de

patience et de la curiosité de savoir .Elle nécessite beaucoup plus de grandes précautions vu les matière dangereuses à manipuler en outre le NAOH ainsi que les acide, l'efficacité de cette méthode ainsi que celle de l'utilisation de la méthode du plan d'expérience en terme de diagramme et de conclusion.

Nous avons abouti dans ce sens pour, parer aux phénomènes de détériorations et dégradations des bétons dans les milieux agressif des acides. Par les mesures de grande diffusivité détectée après la cure agressive. Nous avons constaté que ni l'utilisation du ciment Chamil ni celle du ciment CRS non réussis à protéger Le béton Que dans le cas d'interaction des facteurs rapport E /C =0,5 dosage de ciment CRS 400 et ce qu'a 50% dans la cure de l'acide $(\text{NH}_4)_2\text{SO}_4$.

Enfin j'estime que j'ai fait la part des choses, en respectant les perspectives et les orientations qui m'ont été définies.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] -Abbas A., Carcassès M., Ollivier J-P., Gas permeability of concrete to its degree of saturation, Materials and Structures
- [2] -M. Fabrice Deby thèse doctorat Approche de la durabilité des bétons en en environnement marin université de Toulouse 30 octobre 2008
- [3] -Jacques Goupy • Lee Creighton(INTRODUCTION AUX PLANS D'EXPERIENCES)3eme édition
- [4] -Jean-Pierre Ollivier, Angélique Vichot La durabilité des bétons - Bases scientifiques pour la formulation de bétons durables dans leur environnement Collectif Pont et chaussées (presses) paru le : 22/05/2008.
- [5] -[Michel MENGUY – LR St BRIEUC JOURNEE COTITA Ouest et Normandie-Centre L'APPROCHE PERFORM ANTIELLE Une démarche innovante pour concevoir, construire et gérer des structures durables en béton Détermination des indicateurs de durabilité COTITA 21 octobre 2010. http://www.cotita.fr/](http://www.cotita.fr/)
- [6] -Mr. Mohamed BENCHEIKH cours Durabilité des bétons pour l'année université de Msila département de génie civil 2017_2018
- [7] - [Myriam Caracasses et Franck Cassagnaber \(Concevoir, construire et gérer des structures durables en béton.Approche performantielle et évolutions normatives\) Toulouse - 9 décembre 2014. http://www.cotita.fr/](http://www.cotita.fr/)
- [8] - TOUIL Brahim (Etude de la diffusion des chlorures dans les bétons locaux) Memoire en vue de l'obtention du diplôme de magistère en génie civil option : matériau béton Faculté des sciences de l'ingénieure département de génie civil 2009.
- [9] - Wei Chen. Etude expérimentale de la perméabilité du béton sous conditions thermiques et hydriques variables. Autre. Ecole Centrale de Lille, 2011. Français. < NNT : 2011ECLI0019
- [10] _ [Cement Concrete & Aggregates Australia Chloride Resistance of Concrete June 2009 http:// www.ccaa.com.au](http://www.ccaa.com.au)
- [11] _ https://www.lafarge.dz/sites/algeria/files/atoms/files/fiche_produit_ciment_fr.pdf
- [12] _ <https://tel.archives-ouvertes.fr/tel-00778621> on 21 Jan 2013